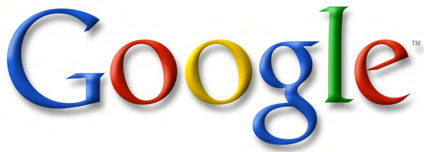
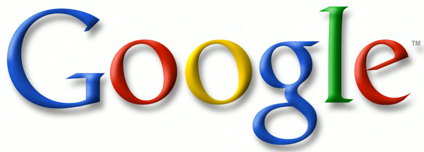












LES

PONTS DE L'AMÉRIQUE

DU NORD

CHARTRES. — IMPRIMERIE DURAND FRÈRES, RUE FULBERT

LES

PONTS DE L'AMÉRIQUE DU NORD

ÉTUDE, CALCUL, DESCRIPTION DE CES PONTS

Comparaison des systèmes Américain et Européen

Par L.-Ant. COMOLLI, Ingénieur

TEXTE
213 figures intercalées

PARIS
LIBRAIRIE SCIENTIFIQUE AMBROISE LEFÈVRE
47, Quai des Grands-Augustins, 47

1879

PRÉFACE

J'ai été amené à faire ce livre après un long et laborieux voyage sur presque tout le territoire des États-Unis d'Amérique et du Canada.

Mon objectif, tout d'abord, était une visite à l'Exposition universelle de Philadelphie ; mais ce qui n'était, dans le principe, qu'un voyage d'agrément et devait, dans ma pensée, n'être qu'un déplacement de quelques semaines se transforma en une véritable campagne scientifique et industrielle qui dura plusieurs mois et ne fut pas sans fatigues.

L'étude des ponts et constructions métalliques, à laquelle je me suis voué depuis longtemps, me porta tout naturellement à diriger de ce côté mes investigations.

Je fus frappé de l'aspect élégant, et surtout de la hardiesse de ces constructions si répandues dans tout le pays ; mais ce qui m'intéressa plus particulièrement, ce fut la solidité que, par le calcul et l'expérience, on a su donner à ces remarquables ouvrages d'art. Ce que je voyais dépassait tellement l'opinion que je m'en étais formée, après lecture des relations et des publications américaines elles-mêmes et des critiques passionnées dans les journaux spéciaux européens, que je ne sus résister à l'attrait d'une étude consciencieuse de ces travaux gigantesques, de ces œuvres qui font honneur au génie humain jusque dans leurs détails les plus minutieux.

Je me suis appliqué à recueillir tous les documents et tous les renseignements que je crus de nature à ouvrir de nouveaux horizons dans l'art de la construction des ponts, en général, et des ponts suspendus, plus particulièrement, précisément à cause du discrédit injuste dans lequel on les tient en Europe.

Je dis injuste, car je crois que j'arriverai à démontrer que les ponts américains dont on se complaît à dénier la solidité et dont on blâme la mauvaise construction, sont, au contraire, fort solides et bien construits.

Ce sont des préventions semées dans le public après des catastrophes à jamais déplorables, et on a accusé un système pour dégager des responsabilités, pour n'avoir pas à blâmer une négligence coupable ou une application mal comprise. Les faits le prouvent, en effet :

Le premier pont suspendu qui s'écroula à Broughton, près de Manchester, en 1831, céda sous le poids d'une soixantaine de soldats d'artillerie.

Cause indiquée : Marche cadencée des hommes.

Cause réelle : Les câbles furent reconnus trop faibles et mal disposés.

En France, se produisirent successivement :

En 1832, le bris du pont de Longues, sur l'Allier.

Cause : 4 chaînes du câble de retenue brisées : fer cristallin, non homogène.

En 1838, le pont de la Basse-Chaîne, à Angers, pont de 7^m 20 de largeur sur 102 mètres d'ouverture, a son plancher qui s'écroule pendant les épreuves.

Cause : Ligatures incomplètes.

Ce pont est refait, et l'année suivante on le soumet à de nouvelles épreuves auxquelles il résiste. 20 ans plus tard, en 1850, la catastrophe d'Angers plongeait dans le deuil des centaines de familles, le pont avait cédé sous le poids de deux compagnies de soldats, par un vent terrible.

Cause réelle : Rupture des câbles de retenue dans les conduits d'amarre inaccessibles à l'examen, et grand nombre de fils oxydés.

En 1852, le tablier du pont de la Roche-Bernard, sur la Vilaine, est brisé par la tempête, au passage d'une diligence.

Cause : Mauvaise suspension, sans rigidité.

Enfin, pour ne pas trop multiplier les exemples, en 1861, le pont de Mirabel, sur l'Eygues, près de Montélimar, pont construit depuis 20 ans, ayant donné des doutes sur sa solidité, est soumis à une épreuve et cède.

Cause reconnue : Oxydation.

Tel est le triste historique des ponts suspendus en Europe ; le peu de confiance qu'ils inspirent au public serait donc justifié, si, au lieu de la vraie cause, on ne lui avait pas présenté la cause factice.

En Amérique, les ponts suspendus, de travées bien supérieures à celles des ponts que nous venons de citer, supportent et des routes et des voies ferrées. On s'en trouve bien dans le pays : il est vrai qu'ils sont le fruit d'études et le résultat d'améliorations apportées à l'ancien système européen ; on leur a ajouté de nouveaux organes, tels que des poutres longitudinales sur les rives et, dans l'intervalle qui

les sépare, des haubans. Les ouvrages sont établis de façon à ce que l'état du câble soit à tout instant vérifié.

Les Américains ont donc quelque droit d'être fiers de leurs ponts suspendus, puisqu'ils ont su faire quelque chose de ce système abandonné et décrié en Europe et que les constructions remarquables qu'ils ont érigées sont les témoins irrécusables du génie national.

Mais pour en revenir aux ponts en général, il est une chose certaine, c'est que les calculs de toutes les poutres à petit treillis du système européen, dépassant 70 pieds (21m35), sont basées sur une hypothèse conduisant à des résultats erronés, ce qui fait qu'elles travaillent au double de l'effort pour lequel elles sont calculées : de plus, en Europe, on emploie des petites pièces dont la multiplicité nuit à la solidité de l'ouvrage, tandis qu'en Amérique on évite cet inconvénient en concentrant les matériaux, par l'emploi de treillis à grandes mailles.

Nous ne parlerons ici que pour mémoire et avec réserve du système d'assemblage par rivets que nous croyons inférieur au système des joints chevillés; mais c'est là une opinion très-controversée, en Amérique comme en Europe. Il est évident, cependant, que dans le cas de pièces montées sur place, la perfection de rivure, invoquée par les ingénieurs européens, ne peut pas être obtenue, et tout homme pratique reconnaîtrait la différence entre des rivures faites à l'usine et celles qui seraient faites sur des échafaudages; comme il suffirait d'un seul joint mal exécuté pour compromettre la struction entière, on comprendra le motif de notre préférence.

Les grands avantages du système américain de construction consistent, selon nous, en ce qu'il laisse moins de surface à la corrosion, en ce qu'il donne moins de prise à l'action du vent et en ce que les frais d'entretien sont moindres. Il offre en outre une grande facilité dans le montage, qui peut se faire sans le concours d'ouvriers spéciaux et s'exécuter beaucoup plus rapidement; les constructions américaines sont plus rigides et enfin plus économiques, bien que donnant ordinairement un coëfficient de sécurité au moins égal, sinon supérieur, à celui des ponts européens.

Les calculs de l'ingénieur américain sont tous basés sur le parallélogramme des forces qui donne des résultats certains, tandis que la théorie fournie dans nos traités européens, — allemands, plus particulièrement, — est absolument obscure, d'une étude difficile, et ses formules, si justes qu'elles soient en théorie, sont toutes également fausses en pratique.

En Amérique, où les ingénieurs ont eu, depuis l'extension prodigieuse des chemins de fer, un vaste champ à exploiter et où ils ont dû étudier les moyens les plus propres à surmonter économiquement les obstacles semés par la nature, l'art de la construction des ponts a fait des progrès immenses et tous les systèmes ont montré ce qu'ils valaient, ont fait leurs preuves, en quelque sorte. Outre ces difficultés naturelles, on ne doit pas perdre de vue que la navigation a conservé dans le pays des droits auxquels on ne saurait porter atteinte, en sorte que les traversées des routes et voies ferrées au-dessus des fleuves ne doivent, en aucun cas, porter préjudice à la libre pratique des cours d'eau; de là, ces charpentes hardies, ces constructions grandioses, s'élevant à plusieurs centaines de pieds au-dessus du sol.

Et qu'on ne croie pas que ces édifices soient construits empiriquement? il n'en est rien, ils sont étudiés minutieusement dans toutes leurs parties, dans toutes leurs dimensions, les matériaux sont choisis et combinés en raison des résistances parfaitement déterminées qu'ils ont à opposer aux efforts et le coefficient de sécurité, ainsi que nous l'avons dit déjà, est généralement supérieur à celui des ponts européens: il est bon, du reste, de tenir compte de l'excellence des matériaux et de se pénétrer de cette idée, que les fers américains sont les premiers du monde; en sorte que, tous les calculs étant faits sur la base des résistances des fers anglais, les constructions américaines ont à leur actif, tout au moins la différence qui existe entre le coefficient de leurs fers et celui des meilleurs fers européens.

Abordant, en passant, la question économique, nous allons en peu de mots dire à quoi tient, selon nous, l'économie réalisée par les Américains dans leurs constructions, et par quels moyens ils arrivent à édifier des ponts infiniment moins coûteux que nos ponts européens, quoique la main-d'œuvre soit chez eux à plus haut prix et que la matière première y soit plus chère.

En Amérique, l'art de l'ingénieur est un peu du domaine de tous, et un pont étant mis en adjudication, tous les projets sont reçus et examinés; celui qui est déclaré répondre le mieux aux conditions du programme et offrir en même temps les plus grandes garanties de solidité et d'économie est choisi. L'auteur, quel qu'il soit, n'a pas à se préoccuper, en faisant son projet, du versement préalable, comme en Europe, d'un cautionnement énorme, ce qui entrave beaucoup l'art de l'ingénieur sur le continent européen et constitue, en quelque sorte, un monopole en faveur des capitalistes: ce cautionnement, aux Etats-Unis, est toujours très-

modéré. Après la décision prise en sa faveur, l'auteur du projet choisit l'usine qui lui convient pour faire exécuter son œuvre, dont il conserve d'ailleurs tout le mérite; c'est à lui seulement de faire ressortir, à l'entreprise, les bénéfices de son projet, et de le faire exécuter selon les conditions du cahier des charges, au meilleur compte possible. Ainsi, la moyenne du coût est généralement établie comme suit:

Prix par livre (1)	du fer	$2\frac{1}{2}$	cents
—	transport (moyenne)	$\frac{1}{4}$	—
—	main-d'œuvre	$1\frac{1}{2}$	—
—	montage	$\frac{1}{2}$	—
	Total	$4\frac{3}{4}$	cents
Dépenses de l'ingénieur, surveillance, etc., 10 °/₀ soit		0 475	—
	Total	5 225	cents

La rapidité d'exécution et le bon marché proviennent d'abord de ce que l'outillage a atteint une perfection dont on se fait peu l'idée en Europe, et qui balance, et au-delà, le prix plus élevé de la main-d'œuvre; puis ensuite de ce que, toutes les pièces de la construction étant généralement égales, elles sont faites, d'après le dessin, avec une exactitude scrupuleuse et amenées toutes prêtes, à pied d'œuvre, de telle sorte qu'il n'y ait plus qu'un montage à opérer, montage très-facile, ne réclamant même pas le concours d'ouvriers spéciaux.

L'économie provient aussi souvent de l'application de ce principe de la discontinuité des poutres, si critiqué, si contesté dans l'Europe continentale. Nous avons relevé, en effet, les opinions émises à cet égard à la Société des ingénieurs civils, à Paris, lors de la réception du savant rapport de M. Malézieux, qui rendait un hommage mérité aux constructions américaines. C'est avec surprise que nous avons vu blâmer aussi vivement les assemblages à chevilles des constructions américaines et soutenir, d'autre part, que des organes travaillant en compression pouvaient être adaptés de façon à travailler en même temps en tension, et ce, dans de bonnes conditions.

(1) La livre américaine vaut à peu près $\frac{1}{2}$ kilo. — Le cents américain vaut à peu près cinq centimes.

Nous avons peine à comprendre comment M. Dallot, qui a analysé ce travail de M. Malézieux, a pu dire que « *pour les poutres destinées à résister à des charges mobiles, la rigidité devient un élément indispensable, et elle ne peut être obtenue qu'avec des assemblages rivés, parce que les boulons d'articulation prennent rapidement du jeu sous l'effet des vibrations dont l'amplitude se trouve de plus en plus accrue* » et, il cite à l'appui de ce jugement absolu, le cas du viaduc du Crumlin : or, c'est sur ce cas que nous nous appuyons précisément pour soutenir la thèse contraire, car il constitue l'exception confirmant la règle. Ce que M. Dallot ignorait en choisissant son exemple, c'est que cette construction même avait justement soulevé les critiques et les protestations des partisans du système à chevilles, qui les premiers l'avaient déclarée défectueuse (voir le rapport lu à la Société des ingénieurs américains par T.-C. Clarke), par la raison que les parties supportées n'étaient pas en rapport avec les parties supportantes et que l'on n'avait pas tenu compte que la pression doit être réduite à 7 ou 8,000 livres par pouce carré (4^k92 à 5^k62 par millimètre carré), sans quoi la cheville cisaille le fer, ou le fer la cheville. Les calculs, en outre, faits pour ce viaduc, étaient théoriquement justes, en partant de l'hypothèse prise, mais, pratiquement, ils ne pouvaient être adaptés à une poutre autre qu'une « poutre idéale » (voir: *Berliner Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang,* 1858).

M. Dallot, qui « tient à marcher dans le bon chemin, sous la conduite des maîtres illustres qui ont créé et porté si haut l'art des constructions en métal, » craindrait probablement de s'égarer avec l'ingénieur américain T.-C. Clarke, par exemple ; et, celui-ci, à son tour, serait sans doute déplacé au milieu des « illustres maîtres » de M. Dallot. Vraiment M. Dallot nous paraît bien sévère ; mais nous doutons fort qu'il puisse nommer un seul des « illustres maîtres » qui ait produit autant, et aussi bien exécuté, que les ingénieurs T.-C. Clarke, Linville et Shaler Smith. Nous aimons à croire que, de parti pris, M. Dallot ne se refuse pas à aller chercher la science là où elle se trouve, fût-ce même en Amérique : la science n'a pas de nationalité et le chauvinisme n'a pas à intervenir dans de telles questions.

Dans le cours de cette même séance, un autre ingénieur d'un grand mérite, M. Lavalley, a appuyé les conclusions de M. Dallot en disant que les motifs de la préférence montrée par les Anglais et par les Américains pour les travées indépendantes paraissaient être d'une part, la crainte des tassements inégaux dans les appuis, et, en second lieu, ce fait que, dans les régions voisines des points d'in-

flexion, le métal passe alternativement de l'état de compression à l'état de tension, objections dont l'importance lui semble fort exagérée.

M. Lavalley admet donc qu'une pièce faite pour travailler en compression peut économiquement se prêter au travail inverse ? se prêter aux deux actions opposées sans que le métal en souffre ? Ce n'est pas notre opinion.

De plus, M. Lavalley, qui ne nous paraît pas connaître beaucoup les Amériques, ne prend pas en considération que, sur de grands fleuves, à courant rapide et à fond mouvant, on aurait tort de répartir sur un seul point toute la dépense et, qu'en conséquence, il est préférable, en faisant des travées indépendantes, de prévoir le léger affaissement qui pourrait se produire, en dépit même de toutes les prévisions, plutôt que de risquer l'existence de la structure entière. Si M. Lavalley, qui est sans contredit très-compétent en ces matières, prenait le temps d'étudier, sur place, quelques-unes des constructions américaines, il reconnaîtrait aussi, sans aucun doute, que le poids moyen du métal employé aux Etats-Unis est incontestablement inférieur à celui employé en Europe, et alors, revenu de ses préventions, comme M. Malézieux, il n'hésiterait pas à déclarer que la méthode théorique et pratique américaine est digne de fixer l'attention des hommes du métier.

Quant à nous, nous serions heureux si nous pouvions, dans une certaine mesure, ramener à des sentiments plus équitables les ingénieurs Européens, que nous croyons mal informés ou peu au courant de la méthode américaine ; c'est dans ce but que nous venons leur faire hommage de ce livre, écrit dans une langue qui ne nous est pas familière ; aussi, sollicitons-nous leur indulgence et nous excusons-nous, par avance, des imperfections qu'ils y trouveront certainement, malgré tous nos efforts pour les éviter. Nous ne terminerons pas sans remercier ici M. Paul Tardif, ingénieur, ancien élève de l'école centrale, qui a revu et corrigé le manuscrit de cet ouvrage, dans sa rédaction tant générale que technique.

A. COMOLLI.



LES

PONTS DE L'AMÉRIQUE

DU NORD

LES PONTS EN FER EN EUROPE.

L'idée première de la forme à donner aux ponts en fer a été suggérée par l'arche en pierre, bien connue des constructeurs anciens comme le prouvent les aqueducs des Romains qui existent encore aujourd'hui.

La facilité avec laquelle la fonte peut être travaillée et disposée en segments formant l'arche, en a déterminé l'usage au lieu et place de la pierre, et, en 1779, Darby mit le premier cette idée en pratique, en construisant une arche de pont sur la Severn, à Coal Brookdale, Angleterre. Cette arche atteignait 100 pieds (30^{m}500) de long et s'élevait à 55 pieds (16^{m}764) au-dessus du niveau de la rivière. En 1788, Thomas Paine dirigea la construction du pont de fer de Rotherham; en 1795, un brevet fut accordé à Burdon pour « le nouveau mode et la nouvelle méthode de fabriquer et d'assembler des pièces de fer, en vue de remplacer la pierre dans la construction des ponts. » Ce qui montre clairement qu'à cette époque les constructeurs ne s'attachaient guère qu'à une substitution du fer à la pierre, tout en conservant l'ancienne forme des arches. En 1796, Telfort construisit, à Buildwas (Angleterre), un pont de fer dont les arches mesuraient 130 pieds (39^{m}623) de développement, et trois ans après, Burdon, que nous venons de citer, donnait aux arches du pont de Southerland un développement de 200 pieds (60^{m}959).

Ces ponts à arches en fer, soutenues par des piliers de maçonnerie, finirent par atteindre une grande perfection, tel, par exemple, celui de Southwark, sur la Tamise, à Londres, érigé en 1819, par Rennie, et consistant en une arche de 240 pieds (73^{m}151) et de deux autres arches, sur chacune des rives, de 210 pieds (64^{m}007) de développement sur 42 (12^{m}80) de largeur, pour la route et les trottoirs.

Le prix de construction de culées de force suffisante pour soutenir les arcs était assez élevé et en 1828, un ingénieur français fit connaître le système qui

est aujourd'hui connu sous le nom de « poutres bowstring » consistant en un arc de fonte ayant ses extrémités unies par une corde de fer supportant la poussée des arcs, au lieu de faire porter cette poussée sur les culées. Ce système fut adopté aux Etats-Unis avec quelques modifications, par S. S. Whipple qui breveta cette innovation en 1841.

Ces différentes formes de ponts reposaient dans le principe sur l'arc pris comme base de résistance, l'effet agissant particulièrement dans la ligne de son axe; mais la force ainsi développée dans le fer conduisit d'autres praticiens à l'employer comme une véritable poutre, pleine ou en treillis, et de 1830 à 1848 on trouve de nombreux exemples de ces ponts sur les routes anglaises.

La nature de la fonte et sa résistance très-contestable sous des poids répétés, puis la grande difficulté de la combiner avec le fer dans la construction, de façon à assurer et à unir leurs forces, motivèrent l'abandon qu'on en fit bientôt, et l'attention des constructeurs se porta exclusivement vers le fer pour toutes les parties de la structure des ponts.

Des expériences nombreuses et concluantes furent faites par Fairbairn et Hodgskinson, de 1838 à 1846: elles amenèrent à la construction des ponts tubulaires de la Brittania et de la Conway. Ce fut alors qu'on eut réellement des données absolues sur lesquelles on put se reposer. La France et l'Angleterre firent faire de grands progrès à l'industrie du fer qu'on lamina en grandes barres ou plaques. Harrison fut le premier constructeur qui employa le fer laminé dans les ponts en 1844; Fairnbairn prit un brevet pour ses poutres en fer creux en 1846, et érigea à la même époque plusieurs ponts, d'après ses données, sur différents chemins de fer anglais. Les ponts tubulaires de la Conway et de la Brittania de 400 (121^{m}918) à 460 pieds (140^{m}206) de portée (les plus grandes portées alors existantes) furent construits par Stephenson et Fairbairn en 1849-50; le viaduc de Titheborn Street, dont la corde supérieure est faite en barres de fer laminées, le fut en 1849 par Hawkshaw; Fox, Henderson et C° firent deux « bowstring » de portée de 116 à 120 pieds (35^{m}356 à 36^{m}576) sur le chemin de fer de Black-Wall en 1848-49, et beaucoup d'autres furent conçus sur les mêmes principes jusqu'en 1856. Brunel construisit le pont « Royal Albert » à Saltash en 1859, lui donnant 445 pieds (135^{m}634) de portée. Jusqu'à ce jour, la pratique, en Europe, présente des exemples sans nombre de ces ponts, soit pour les routes, soit pour les chemins de fer; ils sont presque sans exception entièrement construits en fer: on en rencontre de beaux spécimens à Kuilembourg, en Hollande (492 pieds (149^{m}959) de portée); 5 travées de 262 pieds (79^{m}856) près de Vienne, en Autriche; une travée de 393 pieds (119^{m}784) à Rommel (Hollande); deux travées de 170 pieds (51^{m}815), à Lorient (France); le viaduc de Tay de près

de deux milles de longueur en Angleterre et les quatre travées de 175 pieds (53ᵐ339) du pont de Victoria à Londres.

Ce dernier est un pont avec des arches en fer dans lequel la voie est placée à la partie supérieure ; c'est un exemple de ceux où la fonte a été abandonnée et le fer partout employé et d'une façon très satisfaisante.

On voit par ce qui précède que les ponts en pierre qui ont déjà complètement disparu dans les Amériques, sont peu à peu délaissés en Europe.

LES PONTS EN AMÉRIQUE.

Les besoins sans cesse grandissant d'une part, et d'autre part un capital limité conduisaient en Amérique à l'adoption du bois dans la construction des premiers ponts ; le bois y étant à très-bas prix et l'économie dans les frais de premier établissement étant la principale considération, on ne s'arrêta pas à l'idée du plus ou moins de durée de la construction. L'art de la construction de ponts en bois avait acquis en Europe une grande perfection, longtemps avant l'adoption des ponts en fer. Même les anciens avaient connu les ponts en bois, et l'histoire nous relate ceux qu'avait fait construire César, et plus particulièrement celui que Trajan fit construire sur le Danube. Ce pont de 21 travées de 170 pieds (51^{m}815) chaque, était supporté par des piles de 150 pieds (45^{m}719) de hauteur. A la fin du siècle dernier, le spécimen de ce genre le plus remarquable était érigé à Wittengen, en Allemagne, par Grubenman ; ce pont en bois était d'une seule arche sur le Limmat, la travée était de 393 pieds (119^{m}784).

Mais en Amérique, cette perfection dans l'art d'édifier, tant au point de vue pratique qu'au point de vue économique et quelle que soit la nature de la construction, ne devait pas agir sur l'esprit des constructeurs comme en Europe. Ces constructions européennes furent considérées comme fastueuses et ne répondant pas aux besoins économiques du pays. C'est ainsi que les Burr, Long, Wernwag, How, Pratt, M. Cullum, et autres, furent amenés à exposer divers plans de ponts à charpentes squelettes plus légères dans lesquels on ne recherchait qu'un usage aussi restreint que possible des matériaux tout en ayant une grande force de résistance. Comme spécimens de cette période, nous citerons le pont construit à Trenton, New-Jersey, en 1804, sur les plans de Burr, dont les travées ont 160 pieds (48^{m}767) ; le pont de Colombia, sur la rivière Susquehanna, bâti en 1834, de 29 travées de 200 pieds (60^{m}959) chaque ; celui de Portsmouth, sur la rivière du même nom, construit vers 1828, avec des travées de 250 pieds (16^{m}199),

enfin celui construit par Wernwag sur la rivière Schuylkill, à Philadelphie, avec des travées de 340 pieds (103m630) et qui fut brûlé en 1838; c'était la plus longue travée en bois qui eut jamais été construite dans ce pays.

Ce fut Whipple qui le premier appela sérieusement l'attention sur les ponts en fer dans l'ouvrage qu'il publia sur ce sujet en 1846. Trois ans plus tard Haupt combina des arches de fonte avec le treillis de bois de Howe et, de 1850 à 1860, plusieurs ponts en fer furent érigés par les Compagnies de chemins de fer de New-York et de l'Erié et de la Pennsylvanie.

Les mauvais résultats produits par plusieurs de ces ponts élevés sur des piliers de fonte, et avec la corde supérieure de même nature, firent délaisser ces constructions et, ainsi qu'en Angleterre, l'attention se fixa sur l'emploi du fer. Des fers laminés et en double T furent expédiés sur le marché américain en 1857 et 1858. En 1860, Linville et Piper, qui étaient alors d'importants constructeurs de ponts pour la Compagnie du chemin de fer de Pennsylvanie, commencèrent à employer leurs fers demi-cylindriques, et, en 1862, Reeves fit breveter sa colonne de fer, connue maintenant dans l'industrie des ponts sous les noms de « colonne Phœnix » ou colonne Keystone (1).

Le pont de l'Arsenal, à Philadelphie, construit en 1861, fut l'un des premiers ponts avec des bras ou montants en fer et celui de Steubenville, sur l'Ohio, construit en 1862, l'un des plus récents grands ponts où la fonte ait été employée pour les montants. Dès lors la Compagnie des chemins de fer de Pennsylvanie abandonna les ponts en fonte et commença immédiatement à substituer à ceux déjà faits des ponts en fer ; la société de construction, « The Keystone Bridge Company, » fondée par Linville et Piper, employa le fer pour toutes les parties essentielles de ses ponts.

L'adoption du fer devint bientôt générale pour la construction des ponts, et la sécurité absolue qu'il présente conduisit à son emploi exclusif pour tous les ponts de chemins de fer. C'est ainsi que sont construits presque tous ceux que l'on voit aujourd'hui sur l'Hudson, l'Ohio, le Mississippi, le Missouri, et les autres grands fleuves du pays. On en trouve aussi en acier, mais l'emploi de la fonte, dans les parties essentielles d'un pont, est rejetée par les principaux constructeurs qui l'abandonnent même dans les petites pièces, chaque fois qu'il est possible de l'éviter.

(1) On appelle colonne Phœnix des tubes formés de quatre quadrans assemblés à rivets sur leurs ailes; on en trouvera de nombreux exemples dans la suite de cet ouvrage. Leur emploi commence à se répandre en Europe.

La construction de ponts en fer sur les grandes routes inaugurée par Whipple en 1846-1850 se continua jusqu'en 1861. Moseley prit un brevet en 1857 pour un pont en fer d'une arche et construisit plusieurs travées de 1858 à 1861 ; King et Frees commencèrent leurs ponts en fer en 1859-1860 et Hammond et Reeves en 1864-1866.

Les ponts en fer sur les grandes routes firent, à partir de cette époque jusqu'à ce jour, de rapides progrès et supplantèrent presque absolument les ponts en fonte, ainsi que cela s'était produit pour les lignes de chemins de fer, les ingénieurs ayant vite reconnu leur supériorité sur le bois ou la fonte, partout où ces matériaux avaient été employés.

Les ponts en fer pour les routes, adoptés d'abord par New-York en 1845, se rencontrent maintenant dans presque tous les Etats de l'Union, même dans ceux qui, comme le Maine, le New-Hampshire et le Michigan, ont des facilités inépuisables pour construire des ponts en bois, et qui sont même arrivés à l'emploi exclusif des ponts en fer. — Pendant les années 1872 et 1873, la Compagnie des ponts en fer construisit plus de 7,000 pieds (2,134 mètres) de ponts en fer au Michigan, un grand nombre de ces ponts ayant leurs piles et leurs culées en fer également ; en 1872, elle éleva le pont de Concord, en New-Hampshire (trois travées de 450 pieds [135^{m}157]sur le Merrimac), depuis cette ville a fait remplacer tous ses anciens ponts de bois par des ponts en fer.

Il y a aujourd'hui plus de 70 kilomètres de ponts construits sur les routes, et ce chiffre s'élève considérablement chaque année.

De ce parallèle entre la construction des ponts en Europe et en Amérique, il ressort :

1° Que les ponts de bois, bien qu'ils aient été amenés à la perfection, tant sous le rapport de la construction que sous celui des grandes portées données aux travées, ont été presque partout délaissés pour les ponts en fer, auxquels on a reconnu, par l'expérience, bien plus de durée, moins de frais de réparations, pas de crainte d'incendie, et, en résumé, des avantages compensant, et bien au delà, le bon marché des ponts en bois. Les gouvernements anglais et allemand ont défendu la construction des ponts en bois aux Compagnies de chemins de fer ; en Amérique, la Compagnie la plus importante, celle de la Pennsylvanie, n'a plus qu'un seul de ces ponts qu'on s'occupe de reconstruire en fer, ainsi que tous ceux qu'on rencontre encore sur les lignes de l'Erié et du « Central New-York. »

2° Que la force de résistance et de durée des ponts en fer pour chemins de fer et pour routes est aujourd'hui hors de doute ; les ponts en fer européens construits depuis trente ou soixante ans, ayant été déclarés par des Commissions

d'inspection, nommées à cet effet, dans d'aussi bonnes conditions qu'au moment même de leur construction.

3° Que le fer est infiniment préférable à la fonte, soit pour les ponts de chemins de fer, soit pour les ponts routiers.



EFFETS DE LA ROUILLE.

En Amérique comme en Europe, le système des ponts en fer a eu ses détracteurs, et on a exprimé plus particulièrement des craintes sur les dangers que pouvait amener la corrosion par oxydation. Or, les effets de la corrosion ou rouille ont été examinés avec soin, et ont donné lieu à des expériences nombreuses, à des observations attentives sur des pièces exposées aux intempéries pendant plusieurs années. Des expériences de Mallet, il résulte que l'épaisseur de la rouille sur une pièce de fer exposée à l'humidité n'était guère que de $\frac{35}{1000}$ de pouce (87 centièmes de millimètre) en 100 ans, et de $\frac{215}{1000}$ de pouce (5 millimètres et demi) dans le même temps, si une pièce de même nature était exposée à l'eau de mer; de sorte qu'il faudrait à la rouille 715 ans pour ronger une plaque de fer d'un quart de pouce (6 millimètres d'épaisseur), plongeant dans l'eau douce, et 116 ans, pour opérer cette destruction sur une plaque de fer de même dimension, plongeant dans l'eau de mer.

Le pont tubulaire de la Conway, qui fut l'objet d'un examen près de vingt ans après sa construction, était dans des conditions d'oxydation telles, qu'on jugea qu'il faudrait 1,200 ans avant que la rouille ait atteint $\frac{1}{2}$ pouce (12 millimètres) de profondeur, soit un peu plus de $\frac{1}{32}$ de pouce (8 dixièmes de millimètre) en 100 ans. Des morceaux de fer coupés des colonnes placées sous les hauts-fourneaux de la Compagnie des fers du Phénix en Pennsylvanie, où elles étaient restées depuis neuf ans, ont été reconnus intacts et des pièces coupées du pont tubulaire près de Canton, dans l'Ohio, qui avait été bâti depuis plus de douze ans, ne présentèrent aucune trace de rouille sur les faces intérieures, ce qui montre que l'oxydation agit encore moins rapidement sur les surfaces intérieures d'un conduit que sur la surface extérieure, l'oxydation pour se produire exigeant le rôle de l'air et de l'humidité, dans des conditions parfaitement connues.

Il résulte de ces expériences que les effets de la rouille peuvent être prévenus ou combattus, en appliquant une couche de peinture sur les surfaces internes, avant qu'elles soient jointes, puis ensuite sur les parties externes.

PREMIÈRE PARTIE

THÉORIE.

DÉFINITIONS

Une ferme ou maîtresse-poutre peut contenir les éléments dont l'énumération et les définitions suivent :

1° **Corde inférieure** (Lower chord). Comme son nom l'indique c'est la poutre, simple ou composée, qui limite inférieurement la ferme. Elle travaille toujours à la traction. En France on l'appelle ordinairement semelle.

2° **Corde supérieure** (Upper chord). C'est la poutre, simple ou composée, qui limite supérieurement la ferme. Elle travaille toujours à la compression ; on l'appelle ordinairement, en France, semelle supérieure.

Parmi les pièces qui relient les deux cordes on distingue :

3° **Les bras** ou **montants** (braces ou posts). Ce sont les éléments de la ferme qui, sous l'action de la charge uniformément répartie et du poids mort, travaillent toujours à la compression. La dénomination de bras leur est spécialement affectée, quand ils sont inclinés, et celle de montants, quand ils sont verticaux. Quelquefois on leur donne la qualification de bras principaux, par opposition aux contre-bras.

4° **Les contre-bras** (counter braces). Ce sont des pièces inclinées en sens contraire des bras, et qui travaillent à la compression, mais seulement dans certaines conditions de la répartition du poids vif ou charge roulante.

5° **Les tiges** (ties). Ce sont les pièces inclinées ou verticales et qui travaillent toujours à la traction sous l'action de la charge uniformément répartie et du poids mort. On les appelle encore tiges principales par opposition aux contre-bras.

6° **Les contre-tiges** (counter ties). Ce sont les pièces inclinées en sens contraire des tiges et qui travaillent à la traction, mais seulement dans certaines conditions de la répartition du poids vif ou charge roulante.

Pour compléter les définitions, nous dirons qu'on appelle maille tout panneau de la ferme qui comprend deux tronçons correspondants de deux cordes.

TYPES DES PONTS LES PLUS EN USAGE DANS L'AMÉRIQUE DU NORD.

Le système de poutres à treillis à petites mailles n'est presque pas connu aux Etats-Unis. Les ponts à treillis sont tous à mailles très-grandes, et le treillis n'est pas à âme plate, il est formé de fers en U placés dos à dos.

Afin de donner au lecteur une idée générale de ce que sont les ponts à treillis en Amérique, nous donnons ci-après le type des ponts de la Compagnie des constructions en fer de Leighton (fig. 1).

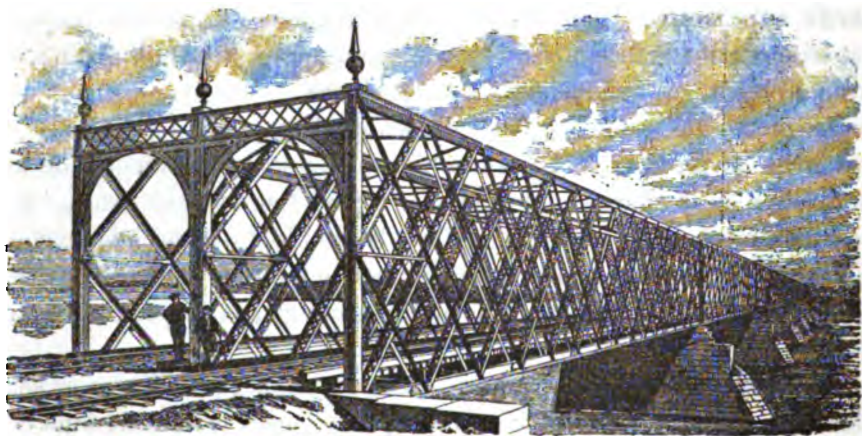


Fig. 1. Pont à treillis de la Compagnie de Leighton.

Les systèmes américains sont les suivants :

1° **Système triangulaire.** — Les triangles sont généralement équilatéraux (fig. 2).

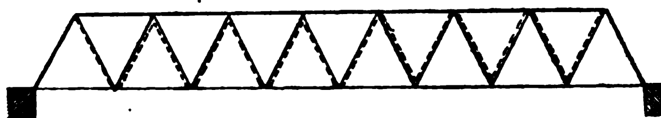


Fig. 2. Système triangulaire.

2° **Système Howe.** — Le bois est employé presque exclusivement dans ce système : les pièces inclinées sont en pression et les pièces verticales en tension (fig. 3).

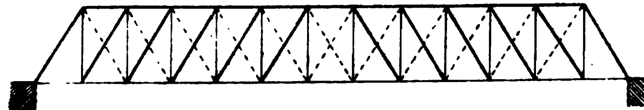


Fig. 3. Système Howe.

3° **Système Pratt et Whipple.** — Dans ce système, au contraire, les pièces verticales sont en pression et les pièces inclinées en tension (fig. 4).

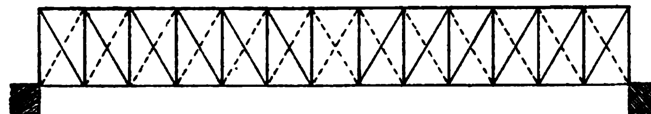


Fig. 4. Système Pratt et Whipple.

4° **Système Linville.** — Ce système n'est qu'une modification du précédent, la seule différence consistant en ce que les pièces inclinées traversent deux mailles (fig. 5).

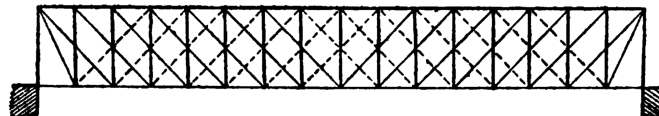


Fig. 5. Système Linville.

5° **Système Post.** — Ici, toutes les parties en compression et en tension sont inclinées et ces inclinaisons sont différentes. Les tiges traversent deux mailles et les contre-tiges une seule (fig. 6).

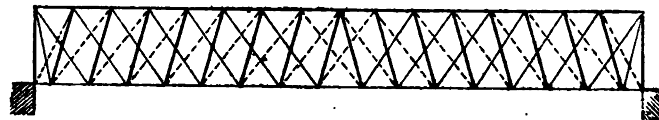


Fig. 6. Système Post.

6° **Système à arc « Bowstring. »** — Il n'est guère employé que pour les routes. Ce n'est en réalité qu'un arc dont la poussée sur les culées est contrebalancée par l'effet de la corde qui le sous-tend (fig. 7).

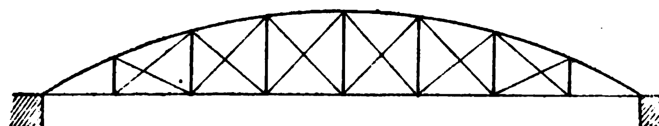


Fig. 7. Système Bowstring.

7° **Système Fink**. — N'est, comme on le voit, qu'une poutre armée (fig. 8.)

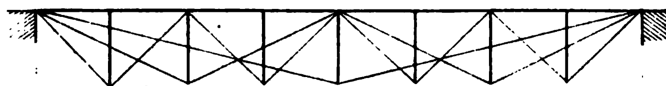


Fig. 8. Système Fink.

8° **Système Bollman**. — Ce système est aussi une poutre armée, mais il diffère du système Fink, en ce sens que les tirants aboutissent tous aux extrémités de la poutre (fig. 9).

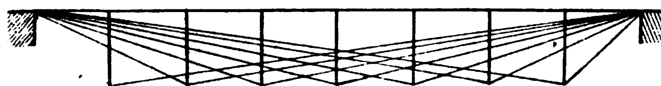


Fig. 9. Système ~~Fink~~

Ces différents systèmes forment la série des ponts les plus répandus et les plus généralement adoptés par les ingénieurs américains. Cependant, on rencontre des ponts construits dans des systèmes mixtes, et dans ces derniers temps on a adopté le système des ponts suspendus rigides : on en voit un spécimen remarquable à Point, à l'entrée du fleuve Monongahela (planches XXXII et XXXIII). Nous en reparlerons plus loin (fig. 10).

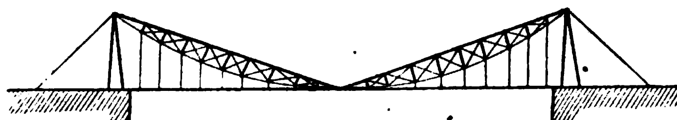


Fig. 10. Suspension rigide.

Nous citerons également le système à arcs lenticulaires, consistant en deux poutres lenticulaires placées l'une contre l'autre (fig. 11).

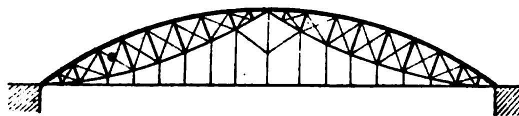


Fig. 11. Système à arc lenticulaire.

Et le système à arc qui n'est guère employé que dans les parcs et à l'intérieur des villes, en raison des avantages qu'il présente sous le rapport décoratif. Le

plus beau spécimen de ce genre se rencontre à Saint-Louis, sur le Mississipi, les arcs sont en acier, et la plus grande portée a une corde de 158 mètres (fig. 12).

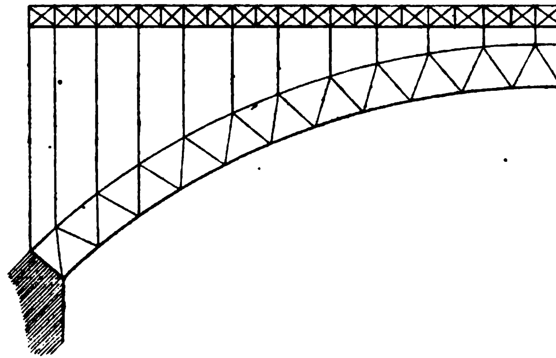


Fig. 12. Arcade, pont de Saint-Louis.

Ces deux systèmes que nous venons de mentionner, — nous voulons dire celui des ponts suspendus rigides et celui à arcs lenticulaires — sont très en faveur, parce qu'ils se prêtent merveilleusement à franchir de grandes portées. On se sert du premier lorsqu'il est impossible d'établir les fondations des piles ou lorsqu'elles coûteraient trop cher; du second, lorsqu'il s'agit d'unir les deux rives d'un fleuve dont le lit est très-encaissé, comme par exemple le Rhin ou le Rhône. On assied alors les arcs sur le massif des rives, de manière à vaincre la poussée.

Des systèmes 1, 2 et 3 dérivent les sous-systèmes suivants qui, bien que moins employés, sont de bonne construction :

La fig. 13 n'est que le système triangulaire simple avec des tiges abaissées du sommet des triangles, afin de détruire l'effort de flexion sur la base de ces triangles quand les mailles sont très-grandes et que la voie doit être placée inférieurement.

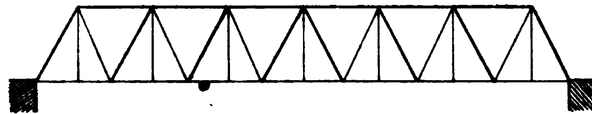


Fig. 13. Modification du système triangulaire (voie placée inférieurement).

La fig. 14 est également un système triangulaire avec montants d'appui entre les deux cordes, pour éviter la flexion, quand on place la voie supérieurement.

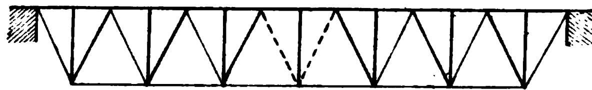


Fig. 14. Modification du système triangulaire (voie placée supérieurement).

La figure 15 représente une autre modification du système triangulaire qui sert pour les grandes portées, dans le cas de deux voies superposées.

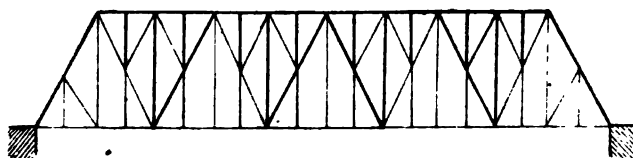


Fig. 15. Modification du système triangulaire (cas de deux voies superposées).

La fig. 16 n'est, en réalité, qu'un treillis européen, dans lequel les mailles sont très-grandes, et les parties qui posent sur les culées renforcées, pour ainsi dire, par le rapprochement des côtés des triangles, comme on le voit à la partie droite de cette figure. Ce système dérive également du système triangulaire.

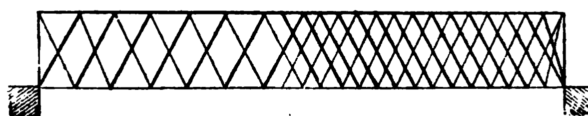


Fig. 16. Système à treillis dérivant du système triangulaire.

La figure 17 est une modification du système Pratt; elle se prête très-bien à la pose de la voie supérieure du pont.

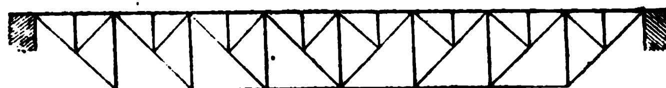


Fig. 17. Modification du système Pratt.

La fig. 18 n'est que la réunion de deux systèmes Howe superposés dont les cordes sont communes.

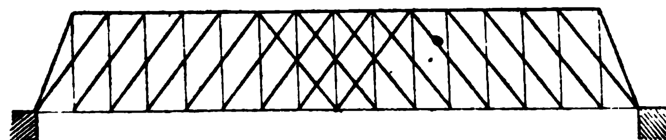


Fig. 18. Modification du système Howe.

Le système de ponts suspendus, condamné en Europe, a été repris en Amérique, où il jouit d'une grande faveur, car, sous le rapport économique, il est sans rival.

Les ponts suspendus américains ne diffèrent des ponts suspendus européens

que par l'adjonction de haubans, et la disposition des fils qui forment les câbles. Ces derniers sont placés parallèlement et font un câble continu à faisceaux.

Il est cependant nécessaire de faire observer que, dans les ponts suspendus d'une faible portée, on emploie le câble en fils de fer ou d'acier tordus, toujours avec haubans, et que ce n'est que dans les grands ponts suspendus que l'on emploie le câble à fils parallèles.

La passerelle du Niagara présente seule une exception; ses câbles sont en fils tordus. (Nous ne parlons pas ici du pont suspendu du chemin de fer du Niagara.)



TYPES CONSEILLÉS PAR LES DIVERSES COMPAGNIES DE CONSTRUCTION DE PONTS, SELON LES DIFFÉRENTES PORTÉES

Examinant les albums et prospectus des Compagnies américaines de construction de ponts, on voit que toutes conseillent à peu près les mêmes types pour les mêmes portées. Quelques légères divergences d'opinion existent seulement pour les grandes portées · elles proviennent plutôt des conditions spéciales des contrats que ces compagnies ont avec les hauts-fourneaux que de véritables raisons scientifiques.

Nous donnerons ici un résumé rapide de ces systèmes multiples :

1° Pour les portées inférieures à 25 pieds (8 mètres) on se sert, comme en Europe, de poutres en fer à double T reliées ensemble et placées sur des glissières en fonte. Généralement on y place aussi des contreventements comme on voit fig. 1, 2, 3 et 4, Pl. I, réprésentant l'une de ces poutres en élévation et en plan ; deux coupes permettent de juger de quelles manières différentes on dispose les poutres, suivant la hauteur dont on peut disposer au-dessus du niveau moyen des eaux.

Toutes les parties sont boulonnées, ce qui permet de les placer facilement sans ouvriers spéciaux.

2° Les fig. 5, 6 et 7, Pl. I, représentent le type usuel pour les portées de 20 à 30 pieds (7 à 10 mètres) quand l'élévation au-dessus de la rivière le permet. Ce n'est autre chose qu'une poutre armée dont les deux tirants sont formés de barres à œil et la semelle supérieure de fers à double T ; le montant du milieu est en fonte ou en fer avec des fers à U reliés ensemble ; les deux extrémités où traversent les chevilles et la partie où pose la poutre sont en fonte, comme le montrent la coupe et le plan. Cette poutre est contreventée verticalement et horizontalement, elle est placée sur des glissières en fonte comme le type précédent. La voie peut reposer sur les poutres mêmes du plancher ou mieux sur des traverses.

3° Pour les portées de 25 à 40 pieds (8 à 13 mètres), la hauteur du passage à

franchir le permettant, on emploie une poutre armée à deux soutiens (fig. 8, 9 et et 10, Pl. I). La poutre peut être formée de fers à double T ou bien être en fonte; les montants peuvent être également en fer ou en fonte, mais dans le premier cas les deux extrémités des montants sont toujours en fonte; la corde inférieure est toujours formée de barres plates à œil. La poutre est garnie au milieu de contre-tiges; elle est contreventée, comme on le voit dans la section et le plan, verticalement et horizontalement. Elle est placée sur des glissières en fonte permettant la dilatation, et toutes ses parties sont généralement boulonnées, la voie est placée directement sur les cordes supérieures ou sur des traverses en bois.

4° Pour les portées de 25 à 60 pieds (8 à 20 mètres) on se sert aussi fréquemment de poutres pleines, comme on voit fig. 11, 12 et 13, Pl. I, mais ces poutres ne se rencontrent guère qu'alors qu'il y a un trafic considérable : elles sont incontestablement les plus satisfaisantes sous le rapport de la solidité, et bien que leur coût soit plus élevé elles sont néanmoins préférables; elles sont fortement contreventées et la voie, comme dans les types précédents, peut être mise directement sur les semelles ou sur des traverses; on les place sur des glissières en fonte permettant la dilatation.

5° *Planche II, fig.* 1 *à* 4. — De 30 à 75 pieds (9 à 22 mètres) les fermes sont généralement des poutres Pratt, comme on le voit dans la fig. 1. Les cordes supérieures sont formées de fers à double T ou de plates bandes formant des caissons placés l'un contre l'autre au moyen de coussinets en fonte. Les montants de ces portées ne sont guère faits qu'en fer avec les deux extrémités en fonte. La corde inférieure et les tiges sont formées de barres à œil fortement reliées au moyen de chevilles. Cette poutre ne manque jamais de contre-tiges; elle est fortement contreventée, soit verticalement, soit horizontalement, comme on le voit dans les fig. 2 et 3, plan et coupe : elle est placée sur des glissières qui permettent la dilatation ou bien sur des colonnes, soit en fer, soit en fonte, comme on le voit dans la partie gauche de la fig. 1; toutes les parties sont habituellement boulonnées, ce qui permet un montage rapide et facile; la voie est placée comme précédemment.

6° Pour des portées de 75 à 150 pieds (22 à 45 mètres) on se sert aussi généralement de la poutre Pratt formée de la même manière que la précédente, seulement de dimensions plus fortes, et au lieu de la placer sur des glissières on la place sur des galets.

7° *Planche II, fig.* 5 *à* 9; *planche III, fig.* 1 *à* 3. — Pour les portées supérieures à 150 pieds (45 mètres) on se sert de la poutre Linville avec la corde supérieure formée de fers plats et de cornières fortement rivés aux joints, ou bien avec des colonnes « Phœnix, » c'est-à-dire des colonnes faites en fers spéciaux, emboitées l'une dans l'autre, les montants sont toujours en fer; quand ils sont

formés par des « colonnes Phœnix, » les deux extrémités sont en fonte. Les cordes inférieures et les tiges sont faites de barres plates à œil. Les contre-tiges sont généralement en fer rond. La poutre est fortement contreventée horizontalement et verticalement, la voie repose sur des traverses en métal ou en bois; aux culées elle est placée sur des galets reposant sur des selles en fonte. On la place aussi sur des colonnes Phœnix posant sur des galets, comme on le voit fig. 1, Pl. III.

8° *Planche III.* — Quand il s'agit de portées de 30 à 60 pieds (10 à 20 mètres), et quand la hauteur de la voie ne permet pas de placer la poutre inférieurement, on se sert du type : fig. 4, 5, 6. Dans cette poutre la corde supérieure est généralement en U formée de fers plats et cornières fortement rivés aux joints ; on la fait aussi de colonnes Phœnix emboitées dans des coussinets en fonte, et dans ce cas les montants sont aussi des colonnes Phœnix ; les montants sont en fer, la corde inférieure et les tiges en barres plates à œils, les contre-tiges sont rondes et munies de tendeurs : cordes supérieures, cordes inférieures, tiges et contre-tiges sont toutes solidement reliées, les deux montants extrêmes sont généralement placés sur un sabot en fonte uni à la corde inférieure. La voie est placée sur des poutres transversales suspendues aux chevilles des montants. Les deux sabots en fonte de l'extrémité de la poutre sont généralement placés sur des galets en fer reposant sur une selle en fonte. Comme sa hauteur ne permet pas d'unir les deux cordes supérieures, le contreventement vertical se fait, comme on le voit fig. 4, au moyen de contre-fiches rivées sur les poutres transversales de la voie. Le contreventement horizontal se fait au moyen de tirants croisés.

9° Pour les portées de 60 à 150 pieds (20 à 45 mètres), on se sert du même système, seulement avec des dimensions plus fortes ; dans ce cas le contreventement est formé en unissant les cordes supérieures avec des tirants à T reliés par des fers en croix et le contreventement de la partie inférieure est formé par des tirants en croix qui s'attachent aux poutres de la voie, laquelle est placée directement sur ces poutres ou sur des fers à double T placés longitudinalement sur les premiers.

10° *Planche IV, fig.* 1 *à* 9. — Pour les portées supérieures à 150 pieds (45 mètres) on se sert aussi de la poutre Linville. Dans ce cas, la corde supérieure est généralement en U avec des fers plats et des cornières fortement boulonnés, les montants sont tout en fer ; la corde inférieure et les tiges sont des barres à œil, et les contre-tiges sont des fers ronds avec tendeurs ; les deux montants extrêmes et la corde inférieure sont unis au moyen d'un sabot en fonte reposant sur des galets en fer placés sur une selle de fonte ; on la construit aussi fréquemment avec les montants et la corde supérieure en colonnes Phœnix. Elle est fortement contreventée à la partie supérieure, et à la partie inférieure, comme celle qui précède.

11° Plus particulièrement pour les ponts routiers on se sert du bowingstring avec la corde supérieure à section creuse et la corde inférieure à lames plates; les cordes sont unies au moyen d'un sabot en fonte aux extrémités, et par des montants également distancés, consolidés par des tirants en croix : les autres parties sont comme dans les ponts ordinaires. Ces ouvrages sont d'une forme très-élégante et sont très-économiques : nous en donnons ici, dans les fig. 1 à 29, Pl. V, et fig. 1 à 13, Pl. VI, différents modèles pris parmi les dessins de la Compagnie de Canton (Ohio Bridge C°). Une autre construction du même genre, très-légère, consiste à en former la corde supérieure par un faisceau de petits tuyaux en fer emboités l'un dans l'autre et fortement unis au moyen de manchons ; ce mode de faire la corde supérieure a l'avantage d'en diminuer beaucoup la section et celui d'apporter une grande légèreté. On la décore élégamment; on la voit principalement dans les parcs.

12° Les fig. 14 et 15, Pl. VI, représentent le type général dont on se sert aux Etats-Unis pour traverser les voies ferrées, il ne se compose que de trois petites poutres armées, placées sur des supports en fer s'appuyant sur un petit socle en maçonnerie : la partie supérieure de la poutre sert en même temps de garde-corps. Les deux piliers sont unis entre eux au moyen de tirants en croix. Un autre type dont on se sert pour le même ouvrage, fig. 16 et 17, Pl. VI, est spécialement adopté dans les courbes afin de laisser la vue libre; la partie gauche du dessin représente ce même type avec les culées en maçonnerie et l'autre côté placé sur des supports en fer.

13° On trouve également, pour les portées de 60 à 100 pieds, des poutres triangulaires; elles sont tout en fer, à l'exception des deux sabots unissant les deux cordes aux extrémités.

14° Le système Post pour les constructions de ponts en fer n'est presque plus employé. Dans ces dernières années on n'a plus guère construit que des ponts à mailles rectangulaires, bien que théoriquement l'angle le plus favorable soit celui de 39° pour les pièces en compression et de 60° pour celles en tension. — La raison en est dans la meilleure utilisation de la résistance du fer à l'extension et à la compression sous les angles précités. La résistance à la tension reste toujours la même pour les barres quelle que soit leur longueur et la résistance à la compression diminue au contraire dans une proportion très-rapide en raison de l'augmentation de la longueur. Ce sont ces raisons qui ont conduit à abandonner presque entièrement la poutre Post. Elle est pourtant d'une grande valeur pour les poutres mixtes bois et fer, dont les parties en compression sont en bois et les parties en tension, en fer. Nous donnerons plus loin quelques exemples de ces poutres.

Ces types sont les plus généralement adoptés aux Etats-Unis pour les différentes longueurs ci-dessus mentionnées.

APPUIS DES POUTRES SUR LES CULÉES OU SUR LES PILES.

Afin d'éviter l'effet qui se produit dans une travée par suite des changements de température, effets qui peuvent être souvent considérables et très-nuisibles à la poutre et aux appuis, on place ces poutres sur des glissières en fonte pour les petites portées en les laissant ainsi libres de se mouvoir sur ces glissières selon les effets produits par les changements de température (fig. 19).

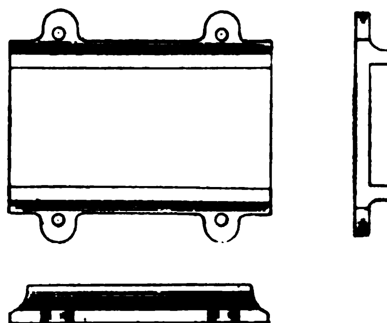


Fig. 19. Glissière en fonte.

Pour les portées d'une certaine longueur on a généralement l'habitude de faire reposer les poutres sur des rouleaux ou galets en fer posant sur des selles en fonte (fig. 20),

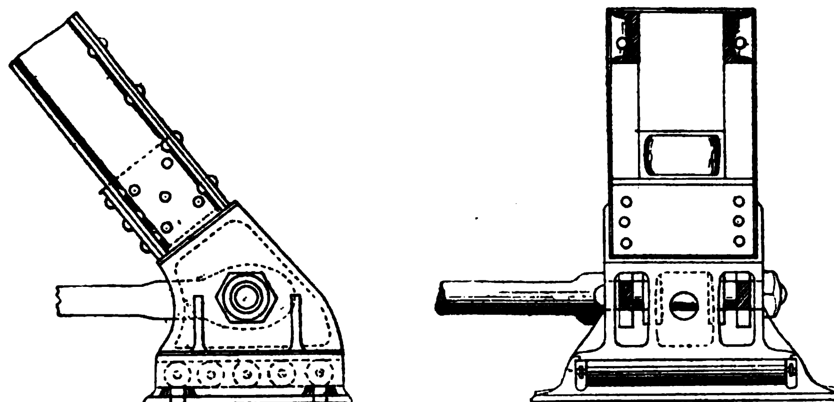


Fig. 20. Mode de placement des poutres sur rouleaux ou galets.

ou bien encore, on place ces rouleaux en fer entre deux selles en fonte et dans ce cas la selle supérieure soutient le dernier montant de la poutre, comme on le voit dans la fig. 21.

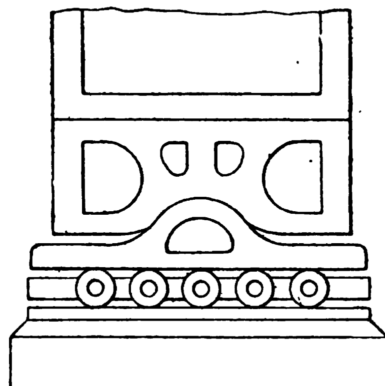


Fig. 21. Autre mode de placement employé à Jumna.

C'est ce dernier système qui a été adopté pour le pont de Jumna.

On se sert aussi de secteurs circulaires reposant sur une selle en fonte (fig. 22).

Les rouleaux ont généralement un diamètre de 10 à 12 centimètres et le coefficient de frottement sur les selles en fonte est de $f = 0{,}05$

Pour les glissières, au contraire, ce coefficient est de $f = 0{,}50$, c'est-à-dire qu'il est 10 fois plus grand que celui des rouleaux.

Comme il n'arrive jamais que le poids roulant stationne longtemps sur une travée, on considère l'effet produit sur les glissières ou sur les rouleaux comme si le pont n'était pas chargé et comme si la dilatation se produisait pendant que le pont est libre. — S'il s'agissait d'une travée à deux portées continues, il serait préférable

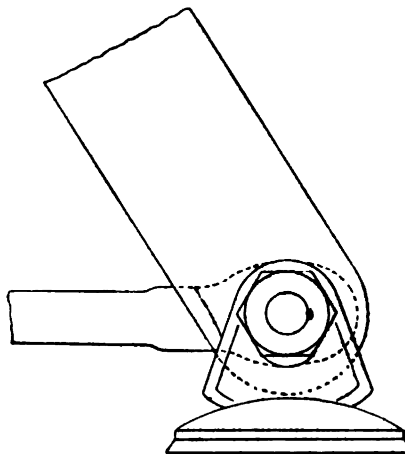


Fig. 22. Secteurs circulaires placés sur selles en fonte.

de fixer la poutre sur la pile du milieu et de placer les deux extrémités sur des rouleaux ou glissières ; on obtiendra ainsi le maximum de déplacement sur chaque culée et ce déplacement est nul sur la pile, condition plus favorable.

Les rouleaux ont sur les glissières cet avantage qu'ils ne tendent pas à renverser les piles; mais en revanche ils produisent plus d'oscillations dans les poutres. Cependant, si le pont est d'une grande portée, ils sont indispensables.

La force du vent ne tend pas seulement à déformer les poutres horizontalement (c'est pour éviter cet inconvénient qu'on place des contreventements), mais encore à les soulever et les déplacer de leurs appuis. Cet effet produit ne doit pas être oublié, surtout dans les constructions américaines, particulièrement dans le cas de poutres en bois qui, par leur hauteur et la surface des pièces employées, donnent une très-grande prise au vent. Voici à quels calculs on doit recourir pour s'assurer de la stabilité d'un pont sur ses piles contre la force du vent.

Soit A, la surface en mètres carrés exposée au vent.
B, la largeur du pont sur ses appuis.
D, la hauteur du pont.
w, le poids mort du pont.
F, la force du vent par mètre carré.

On voit clairement que, pour la stabilité du pont, l'inégalité suivante doit avoir lieu :

$$w \cdot \frac{1}{2} B > F \cdot A \cdot \frac{1}{2} D.$$

Et dans le cas où cette inégalité ne subsisterait pas, le pont tendrait, par l'effet du vent, à se renverser, et alors il faudrait l'ancrer solidement aux piles.

Il peut encore arriver que le pont ne se renverse pas mais glisse sur les glissières; dans ce cas, pour s'assurer de sa stabilité, nous devons avoir l'inégalité suivante, en appelant f le coefficient de frottement,

$$f.\,w > \mathrm{F.\,A.}$$

Voici une table donnant la vitesse et la force du vent :

ÉTAT DU VENT	VITESSES PAR HEURE		PRESSIONS	
	milles	kilomètres	livres par pied carré	kilogrammes PAR MÈTRE CARRÉ
Vent	10	16k093	$\frac{1}{2}$	2k440
Grand vent.	20	32 186	2	9 765
Très-grand vent.	40	64 373	8	39 061
Tempête.	80	128 745	31	151 361
Violente tempête.	100	160 931	50	244 136

RAPPORT entre la hauteur et la longueur des travées américaines.

Quant au rapport entre la hauteur et la longueur des travées américaines, les meilleurs enseignements sont fournis par les œuvres mêmes des ingénieurs du pays, et nous donnerons les tableaux suivants qui montreront la valeur moyenne de ce rapport ou permettront de l'établir. Il n'est pas rare de rencontrer dans les ponts en bois pour de petites portées et même dans des ponts métalliques que cette relation soit de $\frac{1}{5}$.

LONGUEUR DES TRAVÉES	HAUTEUR DES TRAVÉES	RAPPORT
100	17	$\frac{1}{6}$
150	21	$\frac{1}{7}$
200	25	$\frac{1}{8}$
250	28	$\frac{1}{9}$
300	30	$\frac{1}{10}$
400	40	$\frac{1}{10}$

NOMS DES PONTS	LONGUEUR DES TRAVÉES en pieds	HAUTEUR DES TRAVÉES en pieds	INGÉNIEURS
Louisville	400	46	Albert Fink.
—	370	46	—
—	242	30	—
Steubenville	319	28	J.-H. Linville.
Green River	206	23 $\frac{1}{2}$	Alb. Fink.
Tygart Valley	200	23	—
Quincy	250	26	T.-C. Clarke.
—	197	24	—
—	154	22	—
Kansas City	248	31 $\frac{1}{4}$ - 22	O. Chanute.
—	198	26 - 22	—
—	176	22	—
—	130	22	—
Canestota	125	19 $\frac{1}{4}$	Ch. Hilton.
Laughery Creek.	300	30	Fred. Smith.
Connecticut.	177	16 $\frac{3}{4}$	James Laurie.
—	140	12 $\frac{1}{4}$	—
—	88 $\frac{1}{2}$	11	—
—	77 $\frac{1}{2}$	7	—
Augusta et Albany.	177	27	T.-C. Clarke.
Bollmann	96	18 $\frac{1}{2}$	Wendel Bollman.
Detroit Bridge C[y]	125	20	W.-S. Pope.
Ore Hill.	130	21	Hawkins et Burrall.
Burlington	250	26	C[ie] de Détroit.
—	200	24	—
—	175	22	—

La hauteur des poutres, qui est un des traits les plus remarquables et les plus saillants des ponts en fer américains, fut déduite directement de l'ancienne pratique des ponts en bois. En Angleterre, depuis les premiers ponts à poutres pleines, on en est toujours resté aux proportions adoptées tout d'abord par Stephenson, qui, n'étant pas d'une correction incontestable dans le cas des poutres pleines, sont absolument incorrectes pour les poutres à grandes mailles. Si l'ingénieur distingué que nous venons de nommer avait cherché parmi les ponts américains un terme de comparaison avec son pont de Victoria, qu'il a défendu avec une ardeur digne d'une meilleure cause, il se serait aperçu de l'énormité de

son erreur. Il compare en effet le pont de Victoria qui a 242 pieds (73^{m}76) de travée et un rapport entre la hauteur à la largeur égale à $\frac{1}{13}$, pesant 275 tonnes, avec le pont à grandes mailles de Newark, dont la travée a 240 pieds $\frac{1}{2}$ (73^{m}304) et un rapport entre la hauteur et la largeur de $\frac{1}{15}$, pesant 292 tonnes. Puis, continuant jusqu'au bout sa comparaison, il réclame le bénéfice de 17 tonnes en faveur de son pont de Victoria.

Ces erreurs se rencontrent du reste fréquemment dans la pratique des ingénieurs européens, ainsi qu'on s'en rendra compte en faisant une comparaison des exemples que nous venons de donner dans nos tableaux précédents avec ceux qui suivent. De cette étude il ressortira que les ingénieurs européens ont quelque chose à apprendre de ceux du Nouveau Monde et l'on s'étonnera qu'aucun, à l'exception de M. Malézieux peut-être (depuis sa mission aux Etats-Unis en juillet 1870), ne semble se douter de l'existence des belles constructions américaines. Nous venons donc appeler une fois de plus l'attention des ingénieurs et constructeurs européens sur les travaux remarquables exécutés aux Etats-Unis, et les engager à tirer parti des enseignements qu'ils y trouveront.

NOMS DES PONTS.	LONGUEUR (en mètres).	HAUTEUR (en mètres).
Pont sur le Danube à Vienne	83.75	7.35
— Rhône à Villebois	42.84	3.60
Passerelle sur l'Inn à Innsbrŭch	27	1.44
Pont sur la Saône à Seurre	32.91	2.20
— Loire à Diou	53.80	3.27
— Seine à Elbeuf	45.80	3.50
— — à Orival	50.80	4.10
Pont de l'Oust	20.20	1.14
Viaduc de Fribourg	48.80	3.92
Pont de Saint-Germain-les-Fossés	42.50	3.10
— Britannia	140	8.28
— Conway	122	7.31-8.22
— Moissac	67.66	5.50
— sur la Boutonne	24	2.20
— de Cologne	98.40	8.50
— d'Argenteuil	40	3.40
— de Dirschau	128.65	11.69

En mettant les rapports déduits de ce tableau entre les hauteurs et les longueurs en regard de ceux existant dans les ponts américains, on voit de suite combien ils sont inférieurs dans les ponts européens. Cela est contraire à la bonne disposition du matériel et ne donne pas les mêmes éléments de sécurité, les cordes restant soumises à un travail trop considérable.



LONGUEUR DES TRAVÉES.

Il y a plusieurs points de vue à considérer dans la détermination de la longueur des travées, et si l'on veut faire une construction économique, il faut que le coût total de la superstructure et des piles soit naturellement un minimum. La dépense des culées, de la voie et du plancher, étant commune à tous les systèmes, peut être négligée : les parties à étudier, à ce point de vue, sont donc simplement les poutres principales et les piles avec leurs fondations.

Considérant que le coût d'une pile, dit Whipple, est presque le même si la travée qu'elle supporte est petite ou si elle est longue, le coût des piles sera directement proportionnel à leur nombre, ou inversement proportionnel à la longueur des travées ; et par suite l'on obtiendra la construction la plus économique quand le prix d'une pile sera juste égal à celui d'une travée.

Le prix d'une travée dépend de son poids qui dépend à son tour de la longueur et de la hauteur de la travée. Celui d'une pile dépend de son importance, en temps qu'il s'agit de la maçonnerie, mais naturellement il est absolument indéterminé quant à ses fondations. S'il s'agit de ponts sur de larges rivières, charriant de lourdes masses de glaces qui peuvent être amenées contre les piles ou dont le cours doit être laissé aussi libre que possible, il vaut mieux les construire sur des piles solides et peu nombreuses que sur des piles très-rapprochées et légères ; mais si, au contraire, il s'agit de traverser des fleuves, baies ou marais où l'eau

est tranquille et s'étend beaucoup, ou encore des excavations sèches où les fondations n'entraînent pas à de grandes dépenses et où l'on n'a à redouter ni les glaces, ni les inondations, où l'on n'a pas à se préoccuper de la navigation, alors le grand nombre des petites ouvertures et des piles est préférable. Les travées du pont Victoria sur le Saint-Laurent, à Montréal, qui est peut-être, de tous les ponts du monde, celui qui est le plus exposé à l'action des glaces, ont une longueur de 242 (73^{m}760) à 247 pieds (75^{m}284), excepté la travée centrale qui, en raison de la navigation, a 330 pieds (100^{m}153). Dans le pont de Quincy les travées ont de 157 (47^{m}853) à 250 pieds (76^{m}199), et dans celui élevé sur la baie du même nom, une sorte de lagune aux eaux tranquilles, elles n'ont que de 82 (24^{m}993) à 95 pieds (28^{m}955). Le pont de Kansas, sur le Missouri, a des travées de 177 (53^{m}949) à 250 pieds (76^{m}199), et celui de Louisville, de 149 (45^{m}414) à 245 pieds (74^{m}675), excepté les travées du canal qui ont de 370 (112^{m}344) à 400 pieds (121^{m}918). En règle générale, au point de vue économique, lorsqu'il s'agit de grands fleuves, les piles en maçonnerie doivent soutenir des travées de 20 (6^{m}096) à 40 pieds (12^{m}192) au-dessus de l'eau, que ce soit des piles ordinaires ou sur fondations sur caissons, et ces travées doivent avoir de 150 (45^{m}719) à 250 pieds (76^{m}199), à moins que les fondations soient très-coûteuses; dans ce cas elles seront plus larges : s'il s'agit de larges cours d'eau peu profonds, de baies ou de marais, on donnera à ces travées une largeur de 25 (7^{m}620) à 50 pieds (15^{m}240). Quand les piles en maçonnerie sont remplacées par des chevalets, les travées sont généralement très-courtes, même si ces chevalets sont très-élevés.

La sécurité, la durée et la véritable économie dans la construction d'un pont sont obtenues par l'uniformité et la simplicité de dessin ; par la répétition, autant que possible, des parties similaires ; par la concentration des matériaux sur les lignes de force ; par la force proportionnelle au travail auquel ils sont soumis, donnée aux différents membres, afin de produire l'uniformité de résistance sur toutes les parties ; par la préservation du fer contre les dangers de la corrosion en exposant le moins possible de surface ; par la préservation des poutres en bois contre les intempéries ; et enfin, par le soin de prendre une marge de sécurité en tenant compte des relations entre le poids vif et le poids mort.

Ce sont là des conditions *sine qua non*.

SYSTÈME TRIANGULAIRE OU POUTRE WARREN

Les six premiers systèmes se rattachant au système triangulaire proprement dit, nous en traiterons en premier lieu ; puis nous arriverons, comme conséquence directe, à la dérivation des autres.

SYSTÈME TRIANGULAIRE ISOCÈLE.

Poutre triangulaire chargée à la partie supérieure en un seul point.

Supposons une poutre triangulaire isocèle chargée sur un seul point à la partie supérieure d'un poids P, placé au sommet de la troisième maille (fig. 23).

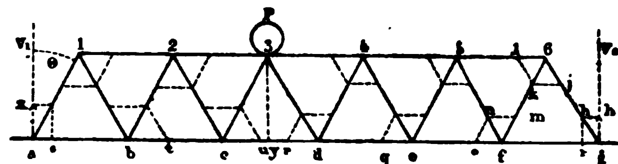


Fig. 23.

Soient V_1 et V_2 les réactions sur les culées, il est clair que nous aurons :

$$V_1 = \frac{yg}{ag} P, \quad V_2 = \frac{ay}{ag} P.$$

Soit $h'g = V_2$, si l'on décompose cette réaction suivant 6 g et $g\ f$, les composantes seront $h\ g$ et $i\ g$.

Transportons maintenant $h\ g$ en 6 j et décomposons-la suivant 5-6 et f 6, nous aurons 6 k pour la force qui agit sur 6 f, et l 6 pour celle qui agit sur 5-6, et l'on voit que, puisque les triangles qui forment la travée sont isocèles, on aura : $6\ k = 6\ j$.

Maintenant, comme la force 6 k agit sur f, en la transportant en ce point et en la décomposant comme antérieurement selon $e\ f$ et 5 f nous aurons $o\ f$ qui agit sur la corde inférieure et $f\ n$ sur 5 f. En continuant de cette manière la décomposition, nous arriverons jusqu'au poids P placé en 3.

En opérant d'une manière analogue dans la partie opposée, en prenant $a\ x = V_1$ nous arriverons par décompositions successives au même point 3.

Il est donc facile de voir que la force qui agit sur la corde inférieure sera dans la partie $g\ f$ égale à $i\ g$; dans $f\ e$ égale à $i\ g + f\ o$; dans $e\ d$ égale à $i\ g + f\ o + c\ q$ et dans $c\ d$ égale à $i\ g + f\ o + c\ q + d\ r$.

De la même façon, en commençant par a on voit que la force sur $a\ b$ sera $a\ s$; sur $b\ c$ sera $a\ s + b\ t$ et sur $c\ d$ sera $a\ s + b\ t + c\ u$, et que pour qu'il y ait équilibre on devra avoir $a\ s + b\ t + c\ u = r\ d + c\ q + o\ f + i\ g$.

On obtiendra la pression qui s'exerce sur la corde supérieure en opérant d'une manière analogue.

Si maintenant nous appelons θ l'angle aigu que forme la direction des bras avec la verticale, il est clair que nous aurons pour force de compression sur chacun des bras compris de a à 3

$$\frac{y\ g}{a\ g} \text{ P séc. } \theta,$$

et de g à 3

$$\frac{a\ y}{a\ g} \text{ P séc. } \theta,$$

La compression sur la portion 1-3 de la corde supérieure et la tension dans la portion $a\ y$ de la corde inférieure ont pour expressions

$$\frac{y\ g}{a\ g} \text{ P tang. } \theta$$

multiplié par le numéro de la maille correspondante.

La compression dans la portion 3-6 de la corde supérieure et la tension dans la portion $y\ g$ de la corde inférieure ont pour expressions

$$\frac{a\ y}{a\ g} \text{ P tang. } \theta$$

multiplié par le numéro de la maille correspondante.

Poutre triangulaire d'un nombre pair de mailles à la corde inférieure, uniformément chargée à la partie supérieure

Appelons N le nombre des mailles et soit $N = 6$ nous aurons autant d'assemblages à la corde supérieure qu'il y a de portions dans la corde inférieure (fig. 24).

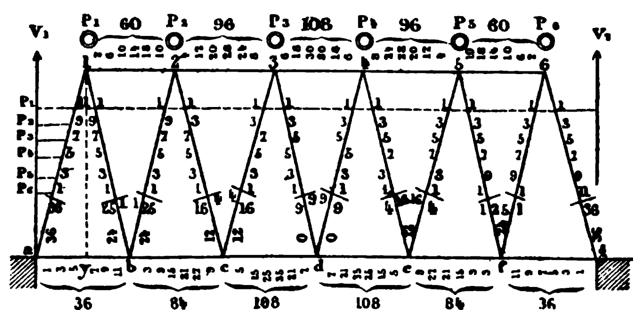


Fig. 24.

Soient :

P_1 P_2... P_6 les poids placés sur la corde supérieure en 1, 2,...6
V_1 V_2... V_6 les réactions des poids P_1 P_2... P_6 sur *a*
V^I V^{II}... V^{VI} les réactions des poids P_1 P_2... P_6 sur *g*

De ce que nous avons dit antérieurement nous déduisons :

$$V_1 = \frac{yg}{ag} P_1 = \frac{11}{12} P_1$$
$$V^I = \frac{ay}{ag} P_1 = \frac{1}{12} P_1$$
$$V^I + V_1 = P_1$$

Si θ est l'angle de la verticale avec les côtés du triangle, il est clair qu'en décomposant V^I selon *g* 6 nous aurons

$$\frac{1}{12} P_1 \text{ séc. } \theta$$

pour la compression sur le bras *g* 6.

Mais cette compression, l'équilibre existant, doit se transmettre en tension sur 6 *f* et en compression sur 5-6 et comme nous avons supposé les triangles isocèles, la tension sur 6 *f* devra être égale à la compression sur *g* 6, soit :

$$\frac{1}{12} P_1 \text{ séc. } \theta$$

Cette tension se transmettra en *f* en produisant une pression sur 5 *f*, une tension

sur 5 e et ainsi de suite jusqu'au point 1 : il est clair que toutes ces tensions et ces compressions seront toutes égales à

$$\frac{1}{12} P_1 \text{ séc. } \theta,$$

d'où il suit que tous les bras inclinés vers 1 seront en pression et ceux en sens opposé en tension.

Décomposons maintenant V_1 selon 1 a nous aurons :

$$\frac{11}{12} P_1 \text{ séc. } \theta$$

On voit que la seule différence qui existe dans les expressions des forces qui se développent sur les côtés des triangles est dans le numérateur du coefficient fractionnaire et que la quantité

$$\frac{1}{12} P_1 \text{ séc. } \theta$$

reste commune.

Si nous considérons cette expression

$$\frac{1}{12} P_1 \text{ séc. } \theta$$

comme une unité de force, les numérateurs des coefficients fractionnaires représenteront les valeurs des différents efforts développés dans les côtés des triangles par les poids $P_1\ P_2 \ldots\ldots P_6$.

Dans la figure (24) ces numérateurs exprimant les forces sont disposés sur la même ligne horizontale que les poids correspondants $P_1 P_2 \ldots P_6$ et écrits à la droite des côtés des triangles quand ils expriment les compressions, et à la gauche lorsqu'ils expriment des tensions.

Pour P_2 nous aurons :

$$V_2 = \frac{9}{12} P_2$$
$$V^{\text{II}} = \frac{3}{12} P_2$$
$$V_2 + V^{\text{II}} = P_2$$

d'où il suit que les nombres 9 et 3 placés à la droite de P_2 sur les côtés des triangles expriment des tensions ou des compressions, selon qu'ils seront placés à la gauche ou à la droite. Il en est de même pour tous les efforts correspondant aux poids $P_3 \ldots P_6$, et les nombres placés sur la figure au-dessous de ceux-ci ne sont que la somme de ces tensions ou compressions sur un des côtés des triangles. De plus, on a inscrit la différence résultante à droite, si elle représente une compression et à gauche, si c'est une tension.

CONSÉQUENCES.

Examinant le diagramme ainsi composé, nous en tirerons les conséquences suivantes :

1° Que, soit que les poids soient égaux ou inégaux, la poutre entièrement chargée ou seulement en partie, les deux extrémités seront toujours en pression.

2° Que la tension ou la compression sur les côtés des triangles, en supposant tous les poids égaux, ne sera pas plus grande lorsque tous les sommets des triangles à la corde supérieure seront chargés. Ainsi, par exemple, si nous considérons un côté *c* 3, on voit que les poids P_1 et P_2 produiront des tensions et tous les autres des compressions, donc la force qui agit sur *c* 3 sera égale la différence de ces deux actions, c'est-à-dire $16 - 4 = +12$ et ce sera une force de compression (1).

3° Que, soit que les poids soient égaux ou inégaux, la poutre chargée entièrement ou seulement en partie, les côtés inclinés des triangles à la fin d'une maille sont assujettis à la même force, seulement l'une est une tension et l'autre une compression.

4° Qu'on produit le maximum des forces sur les côtés inclinés des triangles aboutissant à la fin d'une maille par un poids uniformément réparti, si tous les sommets à la corde supérieure sont chargés à partir de ce point jusqu'à l'extrémité la plus éloignée de la travée, l'autre partie de la travée n'étant pas chargée.

Ainsi *c* 3 sera comprimé par une force 16 si les nœuds 3, 4, 5, 6, sont chargés (2) et si les nœuds 1 et 2 sont libres. Si 1 ou 2 sont chargés ou tous les deux en même temps, la force totale sur *c* 3 sera la précédente diminuée de la tension produite par les poids en 1 et 2.

5° Qu'un maximum en sens opposé s'obtient en chargeant les nœuds qu'on avait considérés comme libres : c'est-à-dire ceux compris entre le point chargé et la culée la plus rapprochée. Par conséquent le maximum de compression pour les charges sur les points 3, 4, 5 et 6, le maximum de tension pour les charges sur les points 1 et 2, auront lieu sur le côté *c* 3, le maximum de tension pour les charges sur les points 3, 4, 5 et 6 et le maximum de compression pour les charges sur les points 1 et 2 auront lieu sur le côté *c* 2.

Pour distinguer ces deux maximum on les désignera par les noms de *premier maximum* et *deuxième maximum*.

---

(1) Le chiffre accompagné du signe — indique une tension et celui accompagné du signe + une compression.

(2) On appelle ainsi dans la théorie américaine les sommets des triangles qui aboutissent aux cordes et s'y attachent.

6° On voit que si la poutre est uniformément chargée, les côtés des triangles au milieu de la poutre ne sont soumis à aucune force de tension ni de compression.

7° Les forces développées sur les côtés des triangles dans le cas où tous les poids seraient égaux à P, sont proportionnelles à leurs distances au centre de la travée. Ainsi, dans le cas de 6 mailles, nous aurons :

Pour les 2 bras du centre. . . . . $= 0$

Pour les 2 premiers bras les plus rapprochés du centre . . . . $= 12\frac{1}{12}$P séc. θ = P séc. θ

Pour les 2 autres bras qui suivent . . . . . $= 24\frac{1}{12}$P séc. θ = 2 P séc. θ

Puis pour la 3ᵉ paire de bras . . . . $= 36\frac{1}{12}$P séc. θ = 3 P séc. θ

Et en passant au cas général, x étant le numéro de la maille en partant du milieu, nous aurons : x P séc. θ.

8° Si tous les poids sont égaux et si nous supposons nuls les poids P_3 et P_4, il n'y aura pas de forces dans les côtés des triangles compris entre 2 et 5.

Si nous supposons de plus que P_2 et P_5 sont aussi nuls, il n'y aura pas de forces agissant sur les côtés des triangles entre 1 et 6.

Formule générale indiquant la force que donne sur les côtés des triangles un poids uniformément réparti en comptant les mailles à partir d'une des extrémités de la poutre chargée supérieurement.

Soient : N le nombre des mailles de la poutre.

n le nombre des mailles compté à partir d'une des extrémités jusqu'aux deux bras qu'on considère.

x le nombre des mailles partant du centre jusqu'à ces deux mêmes bras.

P le poids uniformément réparti sur chaque sommet supérieur des mailles.

Il est clair que nous aurons :

$$n + x = \frac{1}{2} N \text{ quand } n < \frac{1}{2} N,$$
$$n - x = \frac{1}{2} N \text{ quand } n > \frac{1}{2} N;$$

d'où $x = \pm (\frac{1}{2} N - n)$.

Substituons maintenant cette valeur de x dans la formule générale trouvée antérieurement pour la force sur les bras comptée en partant du centre, nous aurons :

$$x \text{ P séc. } \theta = \pm (\frac{1}{2} N - n) \text{ P séc. } \theta,$$

qui sera la formule donnant la tension ou la compression à la fin de la nᵐᵉ maille sur un côté d'un triangle.

Autre solution. — On peut arriver au même résultat en employant une autre

méthode, aussi très simple, qui consiste à additionner les différentes forces produites par les poids sur un même côté d'un triangle.

La force sur les bras extrêmes, ainsi que nous l'avons déjà dit, sera donnée par :

$$(1+3+5+7\ldots\ldots + \text{à N termes}) \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}} = \tfrac{1}{2} \text{N P séc. } \theta,$$

c'est-à-dire que l'on arrive au même résultat.

La force sur les deux côtés des triangles à la fin de la n^{me} maille est donnée par :

$$[1+3+5+7\ldots\ldots \text{à} (\text{N} - n \text{ termes}) - (1+3+5\ldots\ldots \text{à } n \text{ termes})] \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}}$$

$$= (\text{N} - n)^2 \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}} - n^2 \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}};$$

$$= (\text{N}^2 - 2n\text{N}) \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}};$$

$$= [\tfrac{1}{2}\text{N} - n] \text{ P séc. } \theta;$$

même résultat que précédemment.

Maximum de force sur les bras ou côtés des triangles. — En nous reportant au diagramme précédent nous verrons facilement que le premier maximum dont nous avons déjà parlé pour les deux bras à la fin de la n^e maille sera donné par la formule suivante, quand $n < \frac{1}{2}$ N :

$$[1+3+5\ldots\ldots \text{à } (\text{N} - n) \text{ termes}] \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}} = (\text{N} - n)^2 \frac{\text{P séc. } \theta}{2\text{ N}}.$$

En supposant $n > \frac{1}{2}$ N, nous obtiendrions avec la même formule le 2e maximum.

Force sur les cordes. — Cherchons d'abord la force de tension qui se développe sur la corde inférieure.

Appelons D la hauteur de la travée, $t_1\, t_2 \ldots\ldots t_n$ les forces sur la corde inférieure dans les différentes mailles, l la longueur d'une maille.

Considérons d'abord la force qui se développe sur la première maille dans $a\, b$, fig. (24). Pour cela prenons le moment par rapport au point 1, il est clair que V_1 étant la réaction en A nous aurons pour l'équilibre :

$$\text{V}_1\, a\, y = t_1 \times y\, 1\,;$$

donc

$$t = \text{V}_1 \frac{a\, y}{y\, 1} = \text{V}_1 \frac{\frac{1}{2} l}{\text{D}},$$

qui est l'équation donnant la force de tension sur la première maille de la corde inférieure.

Si maintenant nous voulons la force sur la corde inférieure dans la seconde maille *b c*, prenons les moments par rapport au point 2; pour l'équilibre nous aurons :

$$V_1 \frac{3\,l}{2} - P_1\,l = t_2\,D;$$

d'où

$$t_2 = (3\,V_1 - 2\,P_1)\,\frac{l}{2\,D}.$$

Opérant d'une manière analogue sur la corde inférieure dans la troisième et dans la quatrième maille nous aurons :

$$t_3 = (5\,V_1 - 4\,P_1 - 2\,P_2)\,\frac{l}{2\,D}$$

$$t_4 = (7\,V_1 - 6\,P_1 + 4\,P_2 - 2\,P_3)\,\frac{l}{2\,D}$$

et, pour la corde inférieure de la n^e maille,

$$t_n = \left[(2\,n - 1)\,V_1 - (2\,n - 2)\,P_1 - (2\,n - 4)\,P_2 \ldots\ldots P_n)\right]\,\frac{l}{2\,D}.$$

Si maintenant nous supposons tous les poids égaux, l'équation précédente se simplifiera beaucoup.

En effet nous aurons :

$$V_1 = \tfrac{1}{2}\,N\,P.$$

Le moment pour une maille quelconque, la n^e, par exemple, sera :

$$V_1\,(n - \tfrac{1}{2})\,l = \tfrac{1}{2}\,N\,P\,(n - \tfrac{1}{2})\,l = \tfrac{1}{4}\,N\,P\,(2\,n - 1)\,l$$

mais le poids de la travée, dans l'hypothèse de poids égaux jusqu'à la n^e maille, sera n P et l'abcisse du centre de gravité de ce poids, par rapport à l'origine des moments qui est sur le sommet de la n^e maille, sera :

$$\tfrac{1}{2}\,(n - 1)\,l,$$

et le moment par rapport au n^e nœud sera :

$$\tfrac{1}{2}\,(n - 1)\,l \times n\,P;$$

mais la somme de ce moment et de celui de la réaction sur l'appui *a*, pour que l'équilibre subsiste, doit être égale au moment de la tension t_n, par rapport au même point. Donc on aura :

$$t_n\,D = \tfrac{1}{4}\,N\,P\,(2\,n - 1)\,l - \tfrac{1}{2}\,(n - 1)\,l \times n\,P,$$

$$t_n\,D = [N\,(2\,n - 1) - 2\,n\,(n - 1)]\,\frac{P\,l}{4};$$

$$\text{d'où } t_n = [N(2n-1) - 2n(n-1)]\frac{Pl}{4D},$$

qui est la formule donnant la tension dans la n^e maille pour des poids égaux.

Si maintenant dans cette formule nous faisons $n = \frac{1}{2}$ N, nous aurons :

$$t_n = \frac{1}{8}\frac{N^2 P l}{D};$$

et, si nous observons que N P est le poids total sur la travée et que N. l est la longueur totale de la travée que nous appellerons L, la formule qui précède deviendra :

$$t_n = \frac{W L}{8 D},$$

formule très simple pouvant servir au contrôle quand on calcule séparément les forces qui se produisent sur chaque maille de la corde inférieure.

Pour arriver maintenant à la pression qui se développe sur la corde supérieure, nous procéderons comme précédemment, avec cette seule différence que les moments sont pris relativement aux nœuds de la corde inférieure.

Ainsi, par exemple, si on veut la pression se développant sur 2-3, on n'aura qu'à prendre le moment relativement au point c et tirer de l'équation des moments la valeur C_2 de la compression. Et, comme précédemment, l'expression générale, qui donne les pressions dans la corde supérieure sur la n^e maille, sera :

$$C_n [(2n-1)V - (2n-2)P_1 - (2n-4)P_2 \dots P_n]\frac{l}{2D}.$$

En supposant tous les poids égaux, cette expression se simplifiera également.

En effet, considérons la compression s'exerçant sur une maille quelconque, la n^e, et prenant l'origine des moments au n^e nœud de la corde inférieure, le moment de V_1 sera :

$$V_1 n l = \frac{1}{2} N P n l.$$

Le poids total, réparti jusqu'à la fin de la n^e maille, sera : nP, et la distance de son centre de gravité à l'origine des moments sera $\frac{1}{2} n l$; donc le moment sera :

$$\frac{1}{2} n^2 P l,$$

donc on aura pour l'équilibre, en appelant C_n la compression sur la n^e maille,

$$C_n D = \frac{1}{2} N P n l - \frac{1}{2} n^2 P l;$$

$$C_n = (\frac{1}{2} N P n l - \frac{1}{2} n^2 P l)\frac{1}{D};$$

$$C_n = (N - n)\frac{n P l}{2 D};$$

ce qui donne la compression sur la corde supérieure dans le cas des poids égaux.

Dans cette équation, si l'on pose $n = \frac{1}{2}$ N, en conservant les mêmes notations que précédemment, on aura :

$$C_n = \frac{1}{8} N^2 \frac{l P}{D} = \frac{1}{8} W \frac{L}{D}.$$

Dans la figure qui précède, afin de rendre plus clair l'effet produit par chaque poids, j'ai placé dans chaque maille les chiffres qui expriment la valeur des forces dues à chaque poids, tant sur la corde supérieure que sur la corde inférieure, en sorte que la somme de ces chiffres donne la force se développant sur chaque maille, soit en tension, soit en compression, sur chaque maille des cordes.

Poutre triangulaire d'un nombre impair de mailles à la corde inférieure, uniformément chargée à la partie supérieure.

Opérons comme dans le cas précédent pour trouver les forces qui agissent sur les différentes parties de la poutre, fig. (25), et supposons que N = 5.

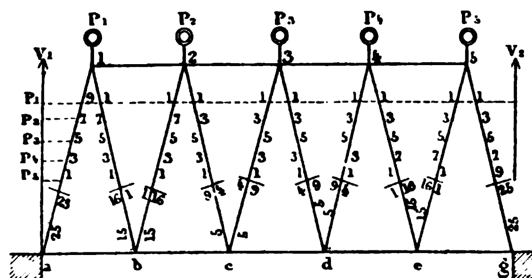


Fig. (25).

En employant les mêmes notations et en conservant la même disposition qu'antérieurement, on voit que leur distribution est tout à fait identique à celle du cas d'un nombre pair de mailles, la seule différence existant est que la force sur les deux bras du milieu n'est pas zéro mais $\frac{5}{10}$ P séc. $\theta = \frac{1}{2}$ P séc. θ, ce qui d'ailleurs est bien clair, puisque dans ce cas la poutre est chargée à son milieu, à la partie supérieure, d'un poids P. Si ce poids n'existait pas, on retomberait dans le cas précédent, c'est-à-dire que les deux bras du centre ne seraient ni en tension ni en pression.

A présent que nous avons vu comment se distribuent les diverses forces sur une poutre triangulaire chargée à la partie supérieure, tant pour les nombres pairs

que pour les nombres impairs de mailles, il ne sera pas difficile de se rendre compte, pour peu que l'on observe ce que nous avons dit antérieurement, que les mêmes

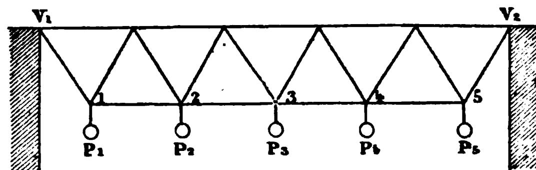


Fig. (26).

forces et propriétés subsisteront également lorsque la poutre est renversée comme l'indique la fig. (26), avec les poids sur la corde inférieure, mais leurs actions seront alors interverties et les parties qui étaient en pression passeront en compression et *vice versâ*.

Forces agissant sur les bras d'une poutre triangulaire chargée supérieurement, dans le cas de deux poids uniformément répartis, l'un sur toute la longueur de la travée, l'autre sur une de ses parties seulement.

Soit W le poids réparti uniformément sur toute la travée, N le nombre de mailles, nous aurons alors, pour le poids sur chaque maille :

$$\frac{W}{N} = w,$$

que nous supposons concentré à la fin de chaque maille. Il s'ensuit, qu'ainsi que nous l'avons démontré antérieurement, la force produite par ces poids sur un bras quelconque, le n°, par exemple, sera donnée par :

$$(\tfrac{1}{2} N - n)\, w \text{ séc. } \theta = \tfrac{1}{2}(N - 2n)\, w \text{ séc. } \theta = (N - 2n)\frac{N w \text{ séc. } \theta}{2N} \qquad (1)$$

La force maximum produite sur la n° maille par les poids P, qui n'existent que sur une partie de la poutre, est donnée, comme nous l'avons déjà vu, par :

$$(N - n)^2 \frac{P \text{ séc. } \theta}{2N} \qquad (2)$$

et, en additionnant ces deux actions, nous aurons :

$$F = [(N - n)^2 P + (N - 2n)\, N w] \frac{\text{séc. } \theta}{2N} \qquad (3)$$

qui sera l'expression de la force totale développée sur les bras dans la n° maille par un poids uniformément réparti sur toute la travée et par un autre poids uniformément réparti entre la n° maille et l'extrémité opposée à l'origine des mailles, ces poids étant toujours appliqués sur la corde supérieure.

Comme conséquence de l'équation qui précède, il résulte que :

1° Si nous supposons $n = \frac{1}{2} N$, nous verrons que dans cette équation le terme contenant w disparaîtra, mais seulement dans le cas d'un nombre pair de mailles, ce qui est évident, puisque, ainsi que nous l'avons déjà vu, les bras du centre ne supportent ni pression ni tension pour un poids uniformément réparti sur toute la travée, et l'équation (3) deviendra : $\frac{1}{8} N\, P$ séc. θ, et si nous faisons $N\, P = W$, nous aurons $\frac{1}{8} W$ séc. θ pour la force maximum dans les bras du milieu.

2° Si $n = 0$, l'équation deviendra :

$$\frac{1}{2}\,(N\, P + N\, w) \text{ séc. } \theta,$$

et faisant $N\,(P + w) = W_3$, c'est-à-dire les deux poids P et w uniformément répartis sur la travée, ou, pour mieux dire, la somme du poids total du pont et du poids uniformément réparti $= W_3$, nous aurons :

$$\frac{1}{2}\, W_3 \text{ séc. } \theta,$$

qui est, comme on voit, la force qui agit sur les bras extrêmes.

3° Si $n < \frac{1}{2} N$, les coefficients de P et w sont tous les deux positifs ; d'où il résulte que le poids mort et le poids vif augmenteront la force sur les bras quand le poids vif passe la moitié de la travée.

4° Si $n > \frac{1}{2} N$, le coefficient de w devient négatif, tandis que le coefficient de l'autre terme reste positif. Donc le poids mort et le poids vif agissent sur les bras en sens contraire et la force qui agit sur eux sera la différence de ces deux termes.

5° Si nous faisons maintenant le premier membre de l'équation (3) égal à zéro, nous aurons :

$$\left[(N - n)^2 P + (N - 2\,n)\, N\, w\right] \frac{\text{séc. } \theta}{2\,N} = 0$$

et, résolvant cette équation par rapport à n, nous aurons :

$$n = \left[\frac{P + w}{P} \pm \sqrt{\left(\frac{P + w}{P}\right)^2 - \frac{P + w}{P}}\,\right] N;$$

d'où l'on voit facilement qu'on aura toujours une valeur de n moindre que N et plus grande que $\frac{1}{2} N$.

Appelant n_0 cette valeur de n, l'autre plus grande que N sera hors des limites du problème, et il est clair qu'au point n_0, l'effort tranchant sera nul.

Forces agissant sur les cordes d'une poutre triangulaire dans le cas de deux poids uniformément répartis, l'un sur toute la longueur de la travée, et l'autre seulement sur une de ses parties.

Soit w le poids uniformément réparti sur toute la travée, et placé à la fin de chaque maille; P le poids uniformément réparti à la fin de chaque maille jusqu'à celle qu'on considère.

Il est clair que $P + w$ sera le poids total appliqué à chaque maille jusqu'à celle qu'on considère inclusivement. Pour avoir la tension sur la corde inférieure, il suffira donc de remplacer, dans la formule antérieure

$$t_n = [N(2n-1) - 2n(n-1)] \frac{Pl}{4D}$$

que nous avons vue être celle qui donne la tension sur la corde inférieure à la n^e maille pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur, P par $P + w$, et nous aurons ainsi :

$$t_n = [N(2n-1) - 2n(n-1)] \frac{(P+w)}{4D} l;$$

ce qui nous donnera la tension à la n^e maille de la corde inférieure pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur et pour un poids également uniformément réparti jusqu'à la n^e maille.

De même, pour avoir la compression sur la corde supérieure dans les mêmes conditions de charge qu'antérieurement, nous n'aurons qu'à remplacer, dans l'équation déjà trouvée,

$$C_n = (N-n) \frac{nPl}{2D},$$

qui est l'équation donnant la compression sur la corde supérieure pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur, P par $P + w$, et nous aurons l'équation suivante :

$$C_n = (N-n) \frac{nl(P+w)}{2D},$$

qui sera l'équation donnant la compression dans la n^e maille sur la corde supérieure pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur et un poids également uniformément réparti jusqu'à la n^e maille.

Poutres triangulaires chargées uniformément aux nœuds de la corde inférieure.

Considérant deux poutres triangulaires chargées uniformément aux nœuds de la corde inférieure, l'une d'un nombre pair de mailles et l'autre d'un nombre impair et déterminant d'une manière analogue les forces qui agissent sur leurs

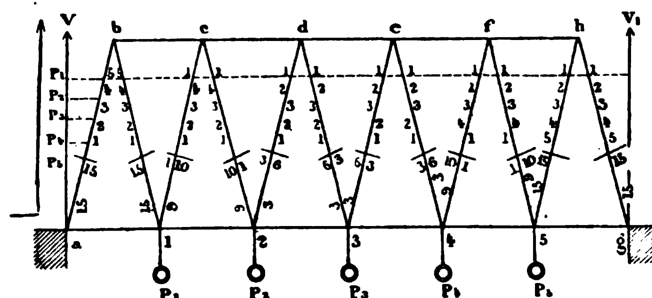


Fig. (27).

parties, nous obtiendrons les deux diagrammes ci-contre, fig. (27 et 28) : et en les observant on voit que la seule différence existant avec le cas précédent, où le poids était placé supérieurement, consiste en ce que la force sur les deux côtés des triangles aux deux extrémités est égale.

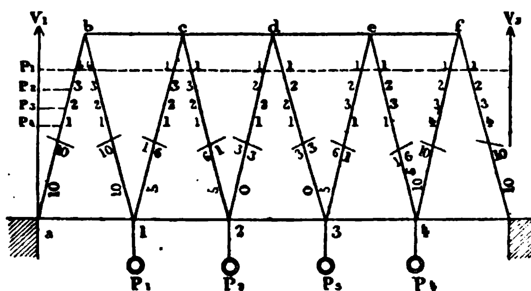


Fig. (28).

Dans ce qui va suivre nous considèrerons le nombre des bras et tiges comptés par paires, de sorte que les n^es bras et tiges correspondent à la n^e maille.

Formule donnant la force sur les côtés des triangles pour une poutre triangulaire chargée uniformément à la partie inférieure, sur toute sa longueur, les poids étant concentrés aux nœuds de la corde inférieure.

Si nous appelons P le poids appliqué à chaque extrémité des mailles, et N le

nombre des mailles, on verra que le nombre des poids P sera N — 1, donc la réaction sur les appuis sera :

$$\frac{1}{2}(N - 1) P$$

Pour trouver maintenant la force qui agit sur deux bras à la n^e maille, considérons le nombre des poids, entre l'extrémité à partir de laquelle les mailles sont comptées et la n^e maille, il sera :

$$n - 1.$$

Si on se rapporte à la formule générale de la résistance des matériaux, il est évident que l'effort tranchant à la n^e maille sera, en appelant V_1 la réaction de l'appui à partir duquel les poids sont comptés,

$$S_n = V_1 - (n - 1) P; \qquad (4)$$

mais puisque l'on a

$$V_1 = \frac{1}{2}(N - 1) P,$$

l'équation (4) deviendra :

$$S_n = \frac{1}{2}(N - 1) P - (n - 1) P = \frac{1}{2}(N - 2n + 1) P.$$

Maintenant pour avoir la force, agissant sur la n^e maille, due aux poids P, on n'aura qu'à décomposer cet effort tranchant selon les côtés du triangle qui compose la maille, c'est-à-dire, à le multiplier par séc. θ, et on aura :

$$\frac{1}{2}(N - 2n + 1) P \text{ séc. } \theta.$$

formule donnant la force sur les bras et tiges de la n^e maille pour un poids uniformément réparti sur les nœuds de la corde inférieure.

Forces agissant sur les bras d'une poutre triangulaire chargée inférieurement, dans le cas de deux poids uniformément répartis, sur toute la longueur de la travée.

Appelons w les poids appliqués à tous les nœuds de la corde inférieure, nous savons, d'après la formule précédente, que la force produite par ces poids à la n^e paire de bras sera :

$$\frac{1}{2}(N - 2n + 1) w \text{ séc. } \theta.$$

Observons d'une façon analogue que la force produite par les poids P qui agissent sur les n premières mailles sera

$$\frac{1}{2}(N - 2n + 1) P \text{ séc. } \theta.$$

La somme de ces deux forces sera la force définitive qui agit à la n^e paire de bras de la n^e maille et nous aurons ainsi :

$$\frac{1}{2}(N - 2n + 1)(P + w) \text{ séc. } \theta$$

formule donnant la force sur la n^e maille pour deux poids uniformément répartis sur toute la longueur de la poutre à sa partie inférieure.

Maximum de force produit sur les bras d'une poutre triangulaire à la n^e maille pour un poids uniforme placé aux nœuds de la corde inférieure jusqu'à la n^e maille.

En observant les diagrammes précédents on voit qu'on a le même résultat qu'antérieurement, ce qui apparaît aussi en considérant l'effort tranchant qui se produit sur la n^e maille ; le maximum de force sur le n^e bras sera produit quand la partie la plus éloignée de l'extrémité sera chargée et l'autre partie libre.

Ce principe est vrai pour toutes les travées dont les cordes sont horizontales.

Si nous considérons la n^e maille et que nous supposions $n - 1$ nœuds libres et $N - n$ nœuds chargés, le maximum de force pour la n^e paire de bras dans cette maille sera :

$$[1 + 2 + 3 + \ldots \text{ à } (N - n) \text{ termes}] \frac{P \text{ séc. } \theta}{N} = (N - n)(N - n + 1) \frac{P \text{ séc. } \theta}{2N}$$

formule qui donne le maximum de force à la n^e maille quand $(N - n)$ mailles sont chargées.

Maximum de force produit sur les bras d'une poutre triangulaire uniformément chargée sur toute sa longueur et par un poids uniformément réparti de l'extrémité la plus lointaine jusqu'à la n^e maill

Il est évident que ce maximum de force sera donné par la somme des actions des deux poids. Pour cela nous n'aurons qu'à additionner les deux efforts produits, l'un par un poids uniforme sur toute la longueur de la poutre et que nous appellerons w, et l'autre par le poids P uniformément réparti sur $(N - n)$ mailles.

L'effort produit par w à la n^e maille sera :

$$\frac{1}{2}(N - 2n + 1) w \text{ séc. } \theta$$

et l'effet produit par les $(N - n)$ poids P sera :

$$(N - n)(N - n + 1) \frac{P \text{ séc. } \theta}{2N};$$

en additionnant ces deux expressions nous aurons donc :

$$[(N - n)(N - n + 1) P + (N - 2 N + 1) N w] \frac{\text{séc. } \theta}{2 N}$$

expression de la force à la n^e maille, et, afin que cette force soit un premier maximum, n devra être égale à $\frac{1}{2}$ N ou moindre que $\frac{1}{2}$ N.

Force sur les cordes pour un poids uniformément réparti, appliqué aux nœuds de la corde inférieure d'une poutre triangulaire.

Dans la fig. (28) prenons la maille 2-3 comme la n^e. Pour trouver la tension sur cette maille, nous appellerons t_n cette tension.

Prenons le point d de la corde supérieure comme origine des moments. Le moment de la réaction V_1 sur l'appui de gauche par rapport à ce même point d sera, l étant la longueur d'une maille :

$$V \left(n - \frac{1}{2}\right) l = \frac{N - 1}{2} P \left(n - \frac{1}{2}\right) l.$$

Le moment de $(n - 1)$ poids P relativement au même point sera :

$$(n - 1) P \times \frac{1}{2} (n - 1) l = \frac{1}{2} (n - 1)^2 P l$$

Le moment de la tension t_n sera :

$$t_n D$$

D étant la hauteur de la poutre. Donc, pour l'équilibre, nous devrons avoir :

$$t_n D = \left[(N - 1) \left(n - \frac{1}{2}\right) P - (n - 1)^2 P\right] \frac{l}{2} \text{ d'où}$$

$$t_n = \left[(N - 1) n - \frac{1}{2}) - (n - 1)^2\right] \frac{P l}{2 D}$$

formule donnant la tension sur la n^e maille de la corde inférieure pour un poids uniformément réparti aux nœuds de la corde inférieure.

Pour trouver maintenant la pression sur la n^e. maille de la corde supérieure, supposons que $d e$ soit la n^e maille, nous n'aurons qu'à prendre le moment des forces qui agissent sur la travée par rapport au point 3 et, opérant comme antérieurement, nous verrons que le moment de V_1 par rapport au point 3 est :

$$\frac{1}{2} (N - 1) P \times n l$$

Le moment de $(n - 1)$ poids P, toujours par rapport au même point, sera :

$$(n - 1) \, P \times \left[\frac{n-2}{2} + 1\right] l$$
$$= (n - 1) \, n \, \frac{P \, l}{2}$$

et en appelant C_n la compression sur la corde inférieure le moment de cette force sera $C_n \, D$; donc pour l'équilibre avec la somme des premiers moments on aura :

$$C_n \, D = \frac{l \, P}{2} (N - n) \, n$$
$$C_n = \frac{l \, P}{2 \, D} (N - n)$$

formule donnant la compression sur la n° maille de la corde supérieure pour un poids uniformément réparti appliqué aux nœuds de la corde inférieure.

Force sur les cordes à la n° maille pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur de la poutre et un poids uniformément réparti jusqu'à la n° maille.

En nous reportant à la théorie des moments nous verrons aisément que la tension sur la n° maille de la corde inférieure, celle jusqu'où le poids est distribué, sera :

$$t_n = [\,(N - 1)\,(n - \tfrac{1}{2}) - (n - 1)^2\,] \frac{(P + w) \, l}{2 \, D}$$

et d'une façon analogue on trouvera la compression sur la n° maille de la corde supérieure de la poutre triangulaire placée dans les mêmes conditions, au moyen de la formule :

$$C_n = [\,(N - n) \, n \, (P + w)\,] \frac{l}{2 \, D}$$

S'il s'agissait de calculer une poutre triangulaire chargée aux cordes supérieure et inférieure, il faudrait calculer l'effet sur une des cordes, puis sur l'autre ; en additionnant les deux actions on aurait le résultat total.

SYSTÈME TRIANGULAIRE RECTANGULAIRE.

Considérons à présent une travée triangulaire dont les triangles ne sont pas isocèles mais ayant la forme rectangulaire indiquée fig. (29).

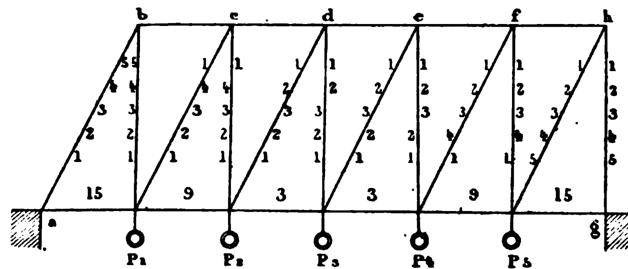


Fig. (29).

Si nous opérons comme nous l'avons déjà fait pour les forces développées sur cette poutre par des poids placés à sa partie inférieure en conservant les mêmes notations et les mêmes dispositions pour les chiffres placés sur les bras, c'est-à-dire les chiffres exprimant les pressions écrits à la droite de chaque bras et ceux exprimant les tensions à la gauche, il est clair que nous aurons la même disposition qu'antérieurement pour le diagramme des efforts sur cette poutre. On voit que la seule différence sera dans la valeur de la sécante qui doit multiplier chaque coefficient exprimant la force indiquée sur les bras, d'où l'on voit clairement que les formules trouvées antérieurement sont aussi applicables au cas où les triangles qui

composent la poutre ne sont pas isocèles. Et, d'une manière plus générale, si nous

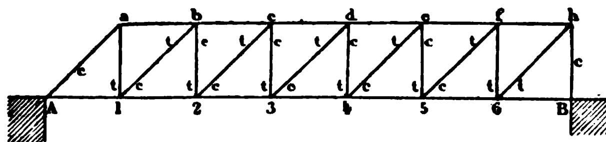


Fig. (30).

supposons la corde supérieure ou inférieure chargée d'une façon quelconque, on voit qu'en appelant C les compressions et T les tensions, nous aurons le diagramme, fig. (30), qui représente la distribution des forces dans un cas quelconque. Donc la force définitive sur chaque partie de la poutre ne sera que la somme algébrique des actions produites par les différents poids, actions d'ailleurs très faciles à déterminer.

Si maintenant nous supposons dans la fig. (29) que les sommets *d* et *e* de la corde supérieure viennent s'unir, la travée se disposera ainsi que l'indique la fig. (31) ;

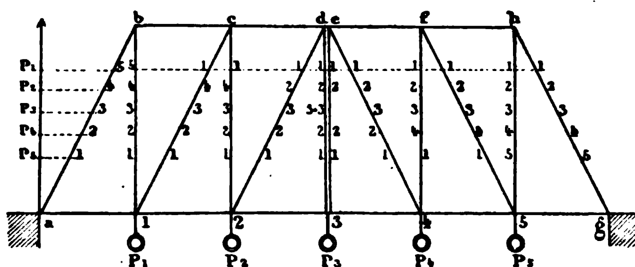


Fig. (31).

ou, d'une manière plus générale, en conservant les dénominations antérieures, nous aurons la fig. (32) et, malgré ces modifications il est clair que les formules déjà

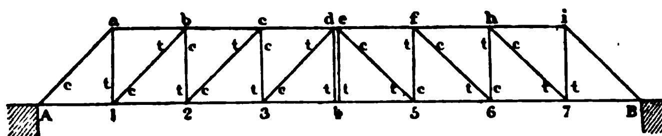


Fig. (32).

données existeront toujours et que l'on n'aura qu'à tenir compte de la valeur différente de la sécante de l'angle fait par les bras avec la verticale.

Si maintenant, dans la fig. (30), nous supposons que tous les sommets de gauche, en partant du centre de la poutre, se meuvent vers la gauche jusqu'à ce que les bras extrêmes soient normaux aux extrémités de la poutre, nous aurons ainsi la fig. (33) qui ne cessera pas d'être une poutre triangulaire. Donc, la formule antérieure sera également applicable dans ce cas.

En étendant les principes antérieurs, toujours vrais, quelle que soit l'inclinaison des bras, on voit que ces bras, à l'exception des deux extrêmes, pourront travailler tant en pression qu'en tension selon la distribution du poids : et pour cette raison, si les parties en pression sous une charge donnée sont placées contre les cordes sans leur être intimement liées, il pourrait se produire une dislocation sous l'effet d'une autre disposition de poids ; et seulement par cette particularité, la construction des ponts diffère de la construction des charpentes, puisque dans les premiers le poids passe graduellement d'une extrémité à l'autre et prend en conséquence successivement toutes les positions en faisant travailler les bras de la poutre tantôt en compression, tantôt en tension, tandis que dans une charpente le poids est supposé inerte sur les mêmes points.

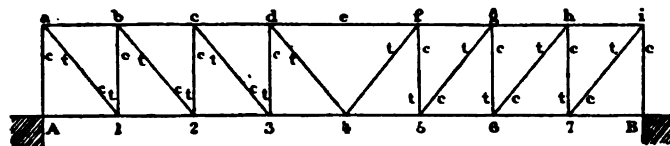


Fig. (33).

De ce que nous avons dit jusqu'à présent, il résulte que, quelle que soit la disposition des côtés des triangles formant la travée, il arrivera toujours qu'ils se trouveront tantôt en compression, tantôt en tension, selon la disposition du poids vif. Ce changement d'action sur les diverses parties constituant la poutre peut occasionner de rapides détériorations, surtout dans les travées américaines dont les joints sont flexibles et simplement unis au moyen de chevilles non rivées, laissant toujours un certain jeu. Pour obvier à ces inconvénients et pour obtenir que toutes les parties constituant la travée travaillent sans cesse dans le même sens, les Américains ajoutent dans leurs constructions ce qu'ils appellent des contre-bras ou des contre-tiges, selon qu'ils sont en compression ou en tension. Ces contre-bras et contre-tiges ne sont que l'autre diagonale du panneau constituant la maille, ou bien encore les bras principaux ou les tiges principales qui dépasseraient la moitié de la poutre.

En effet, si nous considérons dans la fig. (32), le montant vertical *b* 2, on voit qu'il peut se trouver en tension et en compression selon la distribution de la charge. Nous pouvons faire que la compression sur *b* 2 passe en tension sur *c* 3 au moyen de l'addition d'une diagonale *b* 3 et, d'une façon analogue, par l'addition d'une diagonale *b* 4, nous forcerons le montant *c* 3 à ne travailler qu'à la tension ; et ainsi de suite, au moyen d'autres diagonales, nous amènerons les pièces verticales à ne travailler qu'à la tension.

Si, maintenant, nous en arrivons à observer la partie *b* 1, nous voyons qu'elle est également assujettie aux deux actions de tension et de compression, et nous pour-

8

rons l'amener à ne travailler qu'à la compression par l'addition de la diagonale *b* 3. De la même façon, nous pourrons amener le bras incliné *c* 2 à ne travailler qu'en compression par l'addition de la diagonale *c* 4. On voit donc que dans une poutre formée de cette manière toutes les parties inclinées se trouveront toujours en compression et les parties verticales toujours en tension.

Cette poutre, ainsi que nous l'avons dit déjà, est dénommée poutre Howe; elle ne se construit généralement qu'en bois, fig. (34).

Si nous passons maintenant à l'examen de la fig. (33), on voit que nous pourrons, en procédant d'une façon analogue, obtenir que toutes les parties verticales

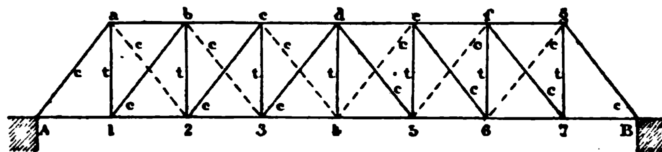


Fig. (34).

travaillent à la compression et toutes les parties inclinées à la tension, au moyen de l'addition de diagonales, en raisonnant comme antérieurement, et par suite la

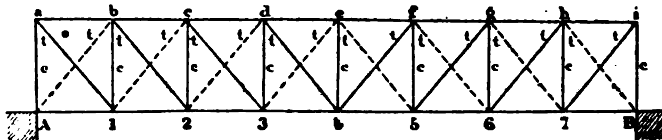


Fig. (35).

fig. (35) deviendra le système connu sous la dénomination de système Pratt ou Murphy.

Le système appelé : système Linville n'étant autre que la réunion de deux poutres Pratt superposées, il est clair qu'on pourra aussi, dans ce cas, obtenir que toutes les parties verticales travaillent à la compression et les parties inclinées à la tension par l'emploi de diagonales qui, comme les tiges, traversent une fois les bras de la poutre. Ce même résultat sera obtenu dans la poutre Post par l'addition des diagonales ; il en sera de même pour tous les systèmes dérivant des précédents.

Dans les poutres à montants verticaux, l'effort sur les diagonales est toujours le même, que le poids soit appliqué sur la corde supérieure ou sur la corde inférieure, ou encore sur les deux en même temps.

En effet, si dans la fig. (34), qui est une poutre Howe, nous supposons le poids placé en 3 et si pour un instant nous supposons que *b* 3 soit un tirant, l'action

du poids en 3 sera transmise en A au moyen du tirant *b* 3. Mais comme dans le système Howe nous avons vu que *b* 3 était un contre-bras, il ne pourra pas transmettre de tension ; donc, la force due au poids placé en 3 devra d'abord se transmettre en *c* et alors arriver en A par le bras *c* 2; d'où l'on voit que le poids en 3 se transmettra en A, de la même manière que s'il était placé en *c*. Le même raisonnement subsistera, quelle que soit la position du poids sur la poutre.

Si maintenant nous observons sur la fig. (35), représentant une poutre Pratt, un poids placé en *d*, il est clair que son action ne pourra se transmettre par l'intermédiaire de *d* 2, puisque cet élément n'est pas un bras, mais une tige, et par suite n'est pas apte à transmettre une pression. L'action de ce poids devra d'abord passer par le montant *d* 3 jusqu'en 3 et de là se transmettre à A au moyen de la tige *c* 3. Donc on voit que, soit que le poids soit placé sur la corde supérieure ou sur la corde inférieure, son action se transmettra toujours de la même manière en A.

Le même raisonnement se fera pour les autres sommets de la travée, et les poids qui y sont appliqués se transmettront de la même façon en A et en B, que le poids soit placé sur la corde supérieure ou sur la corde inférieure, ou encore sur les deux en même temps.

Force sur les contre-bras et sur les contre-tiges.

Ainsi que nous l'avons dit déjà, les contre-bras et les contre-tiges ne sont que les bras principaux et les tiges principales qui dépasseraient le milieu de la poutre.

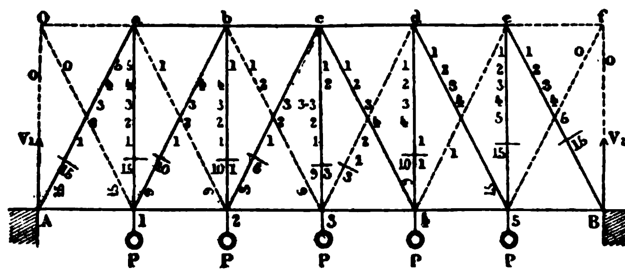


Fig. (36).

Donc pour que le maximum de force ait lieu sur chacune de ses diagonales, la travée devra être chargée depuis l'extrémité jusqu'à la diagonale que l'on considère.

Ainsi, par exemple, si *b* 3 est un bras, fig. (36), le maximum de force sur ce bras

sera donné quand le poids sera réparti de 2 à A, et de même, si l'on considère le bras c 2, le maximum de force sur celui-ci s'obtiendra quand le poids sera réparti de B à 3. Si, à présent, au lieu de supposer que c 2 soit un bras, nous supposons que c'est une tige, le maximum de tension sur celle-ci aura lieu quand le poids sera réparti de 2 à A; et aussi, si l'on considère b 3 comme tige, le maximum de force aura lieu quand le poids se trouvera réparti de 3 à B.

Conservant les mêmes dénominations qu'antérieurement :

N = le nombre des mailles;

n = le numéro du bras ou de la tige, que l'on considère en partant de l'extrémité non chargée qui sera égale au nombre des mailles non chargées;

P = un des poids vifs;

w = le poids mort de la poutre, considéré comme appliqué à l'extrémité de chaque maille;

V_1 = la réaction sur l'appui à partir duquel n est compté;

Supposons la travée chargée de poids égaux de manière à produire un maximum de force sur le n° bras ou tige; nous aurons :

$$V_1 = \frac{(N-n)(N-n+1)P}{2N} + \frac{1}{2}(N-1)w.$$

Retranchant du second membre de cette équation $(n-1)w$, qui est le poids mort à l'extrémité de la n° diagonale, nous déduirons que l'effort tranchant sur cette n° diagonale sera :

$$S = [(N-n)(N-n+1)P + (N-2n+1)Nw]\frac{1}{2N}.$$

En multipliant cette équation par séc. θ, nous aurons :

$$F = [(N-n)(N-n+1)P + (N-2n+1)Nw]\frac{\text{séc. }\theta}{2N}.$$

Cette expression est celle qui donne le maximum de force sur un bras ou sur une tige qui, après la moitié de la poutre, prend le nom de contre-bras ou de contre-tige, pour un poids également réparti sur toute la travée et pour un poids uniformément réparti sur une de ses parties; ces poids pouvant être considérés comme placés soit sur la corde supérieure, soit sur la corde inférieure. Cette expression est la même que celle trouvée antérieurement.

Supposons cette dernière équation = O. Si on la résout par rapport à n, nous aurons :

$$n = \frac{w}{P} N + N + \frac{1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{w^2}{P^2} + \frac{w}{P}\right) N^2 + \frac{1}{4}},$$

c'est-à-dire le numéro du bras ou de la tige sur lequel ou laquelle la force est O.

Pour rendre plus clair ce que nous allons dire, supposons qu'un poids mort et un poids vif décomposés en poids égaux soient placés à chaque nœud de la corde supérieure ou de la corde inférieure; dans ce cas le premier bras ou tige sera soumis à un maximum de force. Supprimons maintenant à partir d'une des extrémités une des fractions du poids vif, nous aurons ainsi le maximum de force sur le second bras; supprimons encore le second poids vif à la fin de la seconde maille, nous aurons le maximum de force sur le troisième bras, et ainsi de suite les forces sur les bras ou tiges successifs seront des maxima moindres que les précédents, et avant de dépasser la moitié de la poutre, nous trouverons un bras ou une tige où il n'y aura pas de force, ou bien où la force sera en sens contraire. Le point exact où la force se modifie sera donné par la formule précédente.

En d'autres termes, si nous concevons un poids mobile roulant sur un pont, les bras ou tiges en avant de ce poids recevront le maximum de force pour ce même poids, et les bras ou les tiges seront inclinés vers ce poids; mais il y aura un moment où il n'y aura pas de force sur les bras ou tiges inclinés vers ce poids, et, passé ce point, ces bras et tiges ne seront plus nécessaires; en effet, passé ce point, que nous appellerons N_0, le poids vif ne fera que diminuer la force sur les bras antérieurs, à cause de l'effet du poids mort.

Mais la dernière équation donne pour n deux valeurs, une plus grande que $\frac{1}{2}(N + 1)$ et moindre que N, et une autre valeur plus grande que N, laquelle est sans valeur pratique, mais seulement théorique.

Appelons n_0 la première de ces deux valeurs, qui généralement sera fractionnaire; mais, comme n_0 exprime le numéro d'un bras ou d'une tige et qu'il ne peut être fractionnaire, nous prendrons simplement la partie entière. Dans le cas ou n_0 serait un nombre entier, il est clair qu'il n'y aura pas de force sur le n_0 bras ou tige, et par suite il ne sera nécessaire que d'employer $n_0 - 1$ bras ou tiges. Donc, si nous appelons N_0 la partie entière de n_0, ou si n_0 est entier, nous faisons $N_0 = n_0 - 1$; la valeur de N_0 sera donc le nombre des bras ou tiges qui seront inclinés vers le poids en partant de la partie chargée, et en conséquence $N - N_0$ sera le numéro correspondant au dernier bras ou à la dernière tige nécessaire.

Un poids roulant partant d'une extrémité prendra une disposition symétrique à l'autre extrémité et il est clair que nous aurons :

$N_0 - \frac{1}{2}(N + 1) =$ au nombre des mailles comptées de chaque côté du milieu qui ont besoin de contre-diagonale, c'est-à-dire de contre-bras ou contre-tige;

$2\,N_0 - N =$ le nombre des mailles dans chaque travée qui auront besoin de contre-diagonale, c'est-à-dire de contre-bras ou contre-tige;

$2\,(N - N_0) =$ le nombre des mailles qui ne requièrent que des diagonales principales, c'est-à-dire des bras ou tiges;

$N - N_0 =$ sera le numéro des mailles à chaque extrémité ne nécessitant ni contre-bras ni contre-tige.

Pour bien se pénétrer de ce que nous venons de dire, on n'a qu'à examiner le diagramme fig. (36), dans lequel nous avons conservé les mêmes dispositions que dans les diagrammes précédents.

Le rôle des contre-bras et contre-tiges dans les ponts américains à grandes mailles sera ainsi parfaitement clair, et nous ajouterons de suite ici les deux tables suivantes, qui donnent les valeurs de N_0 ou les nombres des mailles à chaque extrémité ne contenant pas de contre-diagonales, pour différentes proportions entre les poids morts et les poids vifs uniformément répartis.

VALEURS DE N_0 OU NOMBRES DES BRAS OU TIGES QUI DOIVENT ÊTRE INCLINÉES VERS CHAQUE CULÉE.

N	$w = 0$	$p = 10\,w$	$p = 5\,w$	$p = 2\,w$	$p = w$	$p = 1 - 5\,w$	$p = 0$
3	2	2	2	2	2	2	1
4	3	3	3	2	2	2	2
5	4	4	3	3	3	3	2
6	5	5	4	4	3	3	3
7	6	5	4	4	4	4	3
8	7	6	5	5	5	4	4
9	8	7	6	6	5	5	4
10	9	8	»	6	6	»	5
12	11	9	8	8	7	6	6
15	14	11	11	9	9	8	7
20	19	15	14	13	12	10	10
30	29	23	21	19	18	16	15
40	39	31	28	25	23	21	20
50	49	30	35	32	29	26	25

NOMBRES DE MAILLES A CHAQUE EXTRÉMITÉ OU LES CONTRE-DIAGONALES NE SONT PAS NÉCESSAIRES.

N	$w = 0$	$p = 10\,w$	$p = 5\,w$	$p = 2\,w$	$p = w$	$p = 1-5\,w$	$p = 0$
3	1	1	1	1	1	1	2
4	1	1	1	2	2	2	2
5	1	1	2	2	2	2	3
6	1	1	2	2	3	2	3
7	1	2	3	3	3	3	4
8	1	2	3	3	3	4	4
9	1	2	3	3	4	4	5
10	1	2	4	4	4	4	5
12	1	3	4	4	5	6	6
15	1	4	4	6	6	8	8
20	1	5	6	7	8	10	10
30	1	7	9	11	12	14	15
40	1	9	12	15	17	19	20
50	1	12	15	18	21	24	25

N. B. Si dans l'équation :

$$F_n = [(N - n)(N - n + 1)\,P + (N - 2\,n + 1)\,N\,w]\,\frac{\text{séc. }\theta}{2\,N},$$

nous faisons $n = 1$, ce qui donnera la force sur un des bras extrêmes, nous aurons pour le second membre :

$$\tfrac{1}{2}\,[(N - 1)(P + w)]\ \text{séc. }\theta.$$

On sait que pour un poids uniformément distribué sur toute la longueur d'une poutre, chaque support sera assujetti à un poids $\frac{1}{2}\,(P + w)$. Donc, en examinant ces deux résultats, il ressort que les supports portent moins que la moitié de la charge totale. Cela vient de ce que la moitié de chaque maille extrême, quand le poids est uniformément distribué, est portée directement par les appuis et, par suite, l'effort dû à ces parties du poids ne sera point transmis à travers la travée. C'est pour cette raison qu'une apparente contradiction se produit dans les formules.

On voit donc la différence entre une poutre chargée uniformément sur toute la longueur et une poutre dont les poids sont concentrés à chaque extrémité.

On en pourrait déjà déduire que le maximum de force sur un bras à l'extrémité d'un poids roulant réparti uniformément sur toute la longueur de la poutre, sera moindre que lorsque les poids seront concentrés à l'extrémité de chaque maille jusqu'à celle qu'on considère.

Effort sur une diagonale quelconque quand la travée est uniformément chargée sur toute sa longueur par des poids également répartis à l'extrémité de chaque maille et seulement sur une partie jusqu'à la n[e] maille.

Soit N le nombre des mailles à la corde inférieure,

$w =$ un des poids égaux placés à chaque extrémité des mailles sur toute la poutre;

$P =$ un des poids égaux placés à l'extrémité de chaque maille jusqu'à la n[e];

$\theta =$ l'angle des diagonales avec la verticale;

$n =$ le numéro de la diagonale qui reçoit le maximum de force;

$x =$ le numéro de la diagonale que l'on considère et dont on cherche la force.

Ce problème présente deux cas :

1° Quand $x < n$,

2° Quand $x > n$.

1° Pour x moindre que n, nous trouverons la force sur la diagonale en déduisant de la valeur de V_1 :

$$V_1 = \frac{(N-n)\,(N-n+1)}{2\,N}\,P + \tfrac{1}{2}\,(N-1)\,w.$$

tout le poids entre l'extrémité et le xe bras qui est $(x-1)\,w$, et en multipliant cette différence par séc. θ, nous aurons, en appelant F_x la force qui se développe sur le xe bras :

$$F_x = [(N-n)\,(N-n+1)\,P + (N-2\,x+1)]\,\frac{\text{séc. }\theta}{2\,N},$$

la valeur cherchée.

2° Pour x plus grand que n, nous opérerons d'une manière analogue que dans le cas qui précède, mais la valeur à retrancher de V_1 sera $(x-1)\,w + (x-n)\,P$, et nous aurons donc :

$$F_x = [(N-n)\,(N-n+1) + 2\,N\,(x-n)]\,P + (N-2\,x+1)\,N\,w]\,\frac{\text{séc. }\theta}{N\,2}.$$

Étant donnés un poids vif uniformément réparti sur une certaine portion d'une travée et un poids mort uniformément réparti sur toute cette travée, trouver le maximum de force qui se développera sur la n° diagonale à partir d'une culée, et la longueur correspondante du poids vif déterminant ce maximum.

Jusqu'à présent nous avons supposé que tous les poids étaient concentrés à la fin de chaque maille sans passer graduellement d'une maille à l'autre, comme cela arrive dans la pratique, où le poids se dispose graduellement sur la poutre. Considérons donc ce cas et recherchons quand le maximum de force se produira sur une diagonale donnée.

Supposons que les nœuds soient parfaitement flexibles et que le poids s'étende de B à b, fig. (37); le point c portera une moitié du poids distribué sur $c\ d$, mais

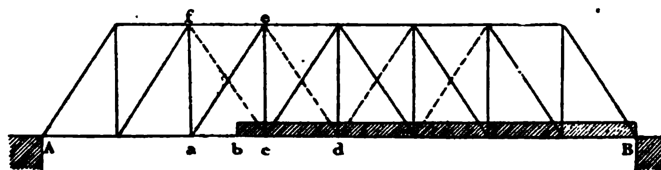


Fig. (37).

seulement une partie du poids distribué sur $b\ c$ et l'autre partie de ce poids sera portée par le nœud a.

Si l'on suppose que le poids s'étende de B à a, alors le point c portera la moitié du poids disposé sur $a\ c$ et une moitié du poids distribué sur $c\ d$, et la force en a sera évidemment la moitié du poids disposé sur $a\ c$. Donc il est clair qu'il sera impossible de produire une action égale sur tous les nœuds pour un poids uniforme s'étendant sur une travée, excepté dans le cas où le poids est étendu sur toute la longueur de cette travée.

Cherchons donc jusqu'où devra s'étendre le poids sur la travée, afin de produire le maximum de force sur la n° diagonale, soit :

N = le nombre des mailles de la travée ;
n = le numéro de la diagonale que l'on considère ;
w_1 = le poids par unité de longueur ;
$x = b\ c$;
l = longueur d'une maille ;

Il est clair que $w_1\ x$ représentera le poids distribué sur $b\ c$.

Cherchons maintenant les réactions que le poids $w_1\ x$ sur $b\ c$ produit en a et en c, et nous aurons, d'après le principe de la composition des forces parallèles, que la réaction sur a sera :

$$\tfrac{1}{2}\,\frac{w_1\,x^2}{l},$$

et que la réaction sur c, sera :

$$\frac{w_1\,x\,(l - \tfrac{1}{2}\,x}{l}.$$

Il est évident que le maximum de force sur $a\,e$ est la différence des efforts sur $a\,e$ et sur $c\,f$; la force sur $c\,f$ sera due à la réaction du poids $b\,c$ sur a, et la force sur $a\,e$ sera due à la réaction du même poids en c et à celle de tout le restant du poids de c à B ; mais, comme cette dernière reste constante, nous n'aurons qu'à considérer la force que produit le poids $w_1\,x$ placé sur $b\,c$.

Puisque la réaction du poids $w_1\,x$ sur a est $= \tfrac{1}{2}\,\frac{w_1\,x^2}{l}$, il est clair que la réaction en B, due à cette force appliquée en a, sera :

$$\frac{n-1}{\mathrm{N}} \times \tfrac{1}{2}\,\frac{w_1\,x^2}{l},$$

et de même, la réaction en c due à ce même poids étant $= \frac{w_1\,x\,(l - \frac{1}{2}\,x)}{l}$, la réaction due à celle-ci sur A sera :

$$\frac{\mathrm{N}-n}{\mathrm{N}} \times \frac{w\,x\,(l - \tfrac{1}{2}\,x)}{l}.$$

Donc la force sur $a\,e$ sera la différence de ces deux actions sur A et B multipliées par séc. θ, soit :

$$\left(\frac{\mathrm{N}-1}{\mathrm{N}} \times \tfrac{1}{2}\,\frac{w_1\,x^2}{l} - \frac{\mathrm{N}-n}{\mathrm{N}} \times \frac{w\,x\,(l - \tfrac{1}{2}\,x)}{l}\right) \text{séc. } \theta;$$

d'où
$$\left[(\mathrm{N}-1)\,x^2 - (\mathrm{N}-n)\,(2\,l - x)\,x\right]\frac{w \text{ séc. } \theta}{2\,\mathrm{N}\,l}.$$

En différenciant, on verra que cette équation est un maximum quand

$$2\,(\mathrm{N}-1)\,x - 2\,(\mathrm{N}-n)\;l - x) = 0;$$

d'où nous aurons pour la valeur de x :

$$x = \frac{\mathrm{N}-n}{\mathrm{N}-1}\,l,$$

et substituant maintenant cette valeur de x dans

$$b\,\mathrm{B} = x + (\mathrm{N}-n)\,l,$$

qui représente le développement du poids mobile sur la travée, nous aurons pour la longueur entière du poids sur cette travée :

$$b\,\mathrm{B} = (\mathrm{N}-n)\,\frac{\mathrm{N}\,l}{\mathrm{N}-1}.$$

Donc on voit que le maximun de force sur le bras *a e*, que nous avons supposé être le n^e, aura lieu quand le poids s'étend sur la longueur indiquée antérieurement, c'est-à-dire dépasse de $\frac{N-n}{N-1} l$ la n^e maille.

Donc pour avoir le maximum de force qui agit sur le n^e bras, pour le poids vif et le poids mort, on n'aura qu'à ajouter à l'équation qui donne le maximum de force sur la n^e diagonale, que nous avons vue être :

$$[(N-n)(N-n+1)P+(N-2n+1)Nw]\frac{\text{séc. }\theta}{2N},$$

la valeur trouvée par la force sur *a e* produite par le poids $w_1 x$; comme dans le cas présent, p sera dans la formule précédente $= w_1 l$, nous aurons :

$$\left[\frac{(N-n)(N-n+1)w_1 l}{2N}+\frac{(N-1)}{2Nl}\left(\frac{N-n}{N-1}l\right)^2 w_1 - \right.$$

$$\left. -\left(\frac{N-n}{2Nl}\right)\left(2l-\frac{N-n}{N-1}l\right)\left(\frac{N-n}{N-1}\right)lw_1+\tfrac{1}{2}(N-2n+1)w_1\right] \text{séc. } \theta;$$

en simplifiant:

$$\left[\frac{(N-n)(N-n+1)}{2N}w_1 l+\tfrac{1}{2}w_1 l\times\frac{N-n}{N}+\frac{(N-1)}{2Nl}\left(\frac{N-n}{N-1}l\right)^2 w_1 - \right.$$

$$\left. -\frac{N-n}{N}\left(\frac{N-n}{N-1}\right)lw+\tfrac{1}{2}(N-2n+1)w_1\right]\text{séc. }\theta.$$

En observant cette valeur, on voit qu'elle est moindre que celle trouvée antérieurement, en supposant que tous les poids fussent concentrés aux nœuds de chaque maille.

Donc la formule donnée antérieurement dans cette hypothèse, pour le maximum de force dans une diagonale, sera, dans la pratique, préférable, en ce qu'elle assurera une plus forte résistance à la travée.

Cas de systèmes composés.

Le calcul, dans ce cas, consistera à étudier séparément les efforts pour chacun des systèmes simples composants. Pour les cordes qui leur sont communes, les efforts s'obtiendront en additionnant les résultats trouvés pour chaque système simple. Pour les bras, tiges, contre-bras, contre-tiges, les efforts seront ceux trouvés pour les éléments du système simple auquel ils appartiennent.

Dans le cas de système rectangulaire, c'est-à-dire quand les bras deviennent des montants verticaux, il suffira de faire, dans les formules trouvées pour le cas général, séc. $\theta = 1$, pour déduire les efforts cherchés.

CALCUL DES MÊMES POUTRES PAR UNE MÉTHODE PLUS SIMPLE

EXAMENS SUCCESSIFS DE CES DIFFÉRENTES POUTRES.

Comme on l'a vu dans le précédent chapitre, tous les systèmes de ponts dont il a été question dans la partie théorique peuvent dériver du système triangulaire ou Warren's Girder; mais nous croyons très-utile et même beaucoup plus expéditif dans la pratique d'étudier tous ces systèmes séparément au moyen d'une méthode élémentaire, ne laissant aucun doute sur le mode d'action des forces dans une travée, et nous ne saurions mieux faire que de suivre la voie tracée par M. Samuel H. Shreve. Sa méthode est d'une très-grande simplicité et n'exige que des connaissances mathématiques fort limitées.

Travée simple reposant sur deux appuis à ses extrémités et chargée seulement au centre

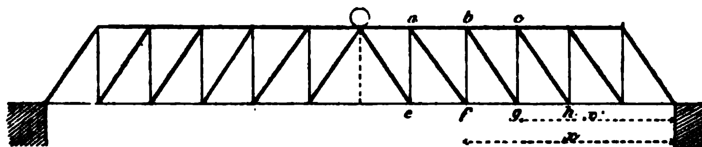


Fig. (38).

Soit w = le poids au milieu,
l = longueur de la travée,
d = hauteur de la travée,

x et x' = distances horizontales partant d'un des appuis aux extrémités d'une maille,
H et H' = forces horizontales sur chaque corde aux extrémités de x et x',
V = forces verticales sur les bras ou tiges.

Il est clair que les forces qui se développent sur les cordes sont une compression sur la corde supérieure et une tension sur la corde inférieure, et que la réaction sur les appuis sera $\frac{w}{2}$.

Supposons la poutre coupée selon $b\,f$; la partie droite sera tenue en équilibre par la réaction sur l'appui de droite et par les forces qui se développent en b et en f.

Et, si nous prenons le moment par rapport à f, en appelant H la force qui agit sur $b\,a$, nous aurons :

$$H\,d = \frac{w\,x}{2}, \tag{1}$$

et

$$H = \frac{w\,x}{2\,d}; \tag{2}$$

on voit que H varie en raison directe de x et devient un maximum pour $x = \frac{l}{2}$, variant en raison inverse de la hauteur de la poutre, c'est-à-dire : d.

La force H, qui est une compression, agit à gauche sur $a\,b$ et à droite sur $b\,c$ et $b\,g$. La force qui agit sur $b\,g$ se trouvera de la manière suivante : prenons le moment par rapport à g. Nous aurons comme précédemment

$$H' = \frac{w\,x'}{2\,d}, \tag{3}$$

pour la compression sur $b\,c$ qui est moindre, comme on le voit, que sur $a\,b$

En retranchant maintenant l'équation (3) de l'équation (2), nous aurons :

$$H - H' = \frac{w}{2\,d}(x - x'), \tag{4}$$

qui indique l'excès de compression de $a\,b$ sur $b\,c$, ce qui produit un excès de compression en b, qui devra être balancé par les forces sur $b\,f$ et $b\,g$, les seuls membres venant se réunir au point b. Il est clair que la force sur $b\,g$ sera une compression, et celle sur $b\,f$ une tension. La composante horizontale de la première

est naturellement H — H' et la composante verticale de la seconde sera suivant $b\,f$.

Pour avoir la composante verticale selon $b\ f$, supposons que. $b\ f$, $b\ c$, $b\ g$, représentent les forces dans ces mêmes directions, et nous aurons ainsi :

$$\frac{b\,c}{b\,f} = \frac{x - x'}{d}$$

c'est-à-dire

$$\frac{x - x'}{d} = \frac{\frac{w}{2\,d}(x - x')}{V}$$

d'où

$$V = \frac{w}{2}. \qquad (5)$$

Ainsi, comme on le voit, V est une constante et est indépendante de la longueur de la travée et de sa hauteur, et sa valeur est celle de la réaction sur les appuis.

La force sur $g\ b$ sera, en faisant :

$$\frac{d}{b\,g} = \frac{\frac{w}{2}}{x}$$

$$x = \frac{w\,b\,g}{2\,d}$$

d'où l'on voit que cette force est constante si les mailles sont égales et qu'elle varie selon la hauteur de la travée.

La tension sur la corde inférieure sera trouvée de la même manière que pour la corde supérieure. En prenant le moment relativement au point b, nous aurons :

$$H = \frac{w\,x}{2\,d}$$

indiquant la tension en f, qui agit sur $f\,g$. Si nous prenons le moment par rapport à c, nous aurons pour la tension en g

$$H' = \frac{w\,x'}{2\,d}$$

qui agit selon $g\ h$.

Maintenant, la tension sur $f\,g$ est plus grande que la tension sur $g\ h$, et pour que l'équilibre se produise, il faudra une pression sur $b\ g$ et une tension sur $c\ g$, qu'on déterminera comme nous l'avons indiqué précédemment.

Ainsi donc la formule (2) donnera la valeur de la pression sur $a\ b$ pour la corde supérieure, et la valeur de la tension $f\,g$ sur la corde inférieure.

Travée simple reposant librement sur deux appuis à ses extrémités et chargée en un point situé entre le milieu et la culée

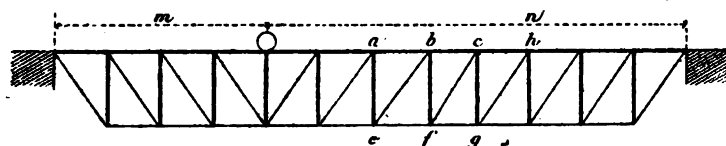


Fig. (39).

Soit w = le poids en un point quelconque,
l = longueur de la travée,
d = hauteur de la travée,
x = distance d'un des appuis à l'extrémité d'une maille,
p = longueur d'une maille,
m = distance du poids à l'appui de gauche,
n = distance du poids à l'appui de droite,
H et H' = forces horizontales sur les cordes,
V = forces verticales sur les bras ou tiges,
F = forces sur les diagonales.

Il est clair que la réaction sur l'appui de droite est $\frac{w\,m}{l}$. Supposant la poutre coupée selon $b\,f$, la partie de droite sera maintenue en équilibre par la réaction sur l'appui de ce côté et par les forces qui se développent en b et en f. Donc, si nous prenons le moment par rapport à f, l'équilibre devra être défini par la relation :

$$H = \frac{w\,m\,x}{d\,l}, \qquad (6)$$

H est la pression sur $b\,c$, et l'on voit qu'elle est en raison directe de x, et que cette force est maxima pour $x = n$.

Pour la partie de gauche, nous aurons en procédant de même :

$$H = \frac{w\,n\,x}{d\,l}, \qquad (7)$$

x étant compté à gauche.

Ces deux dernières formules donnent également la tension sur la corde inférieure.

Si l'on prend le moment pour une maille plus rapprochée de l'extrémité de droite, telle que $c\,g$, nous aurons :

$$H' = \frac{w\,m\,(x-p)}{d\,l}, \qquad (8)$$

valeur moindre que celle de H donnée par la formule (6), d'où l'on voit que la pression sera plus grande sur *b c* que sur *c h*. Cet excès de pression sur *b c* devra être équilibré par une tension sur *f c*. La force sur *g c* sera, en conséquence, une compression égale à la composante verticale de la force sur *c f*.

En retranchant de l'équation (8) l'équation (6), nous aurons :

$$H - H' = \frac{w\,m\,p}{d\,l}, \tag{9}$$

c'est-à-dire la composante horizontale de la force sur *c f*, soit une constante indépendante de la valeur de x.

Pour la partie de gauche, nous aurons d'une manière analogue :

$$H - H' = \frac{w\,n\,p}{d\,l}.$$

La force verticale V sera trouvée comme antérieurement par la proportion :

$$\frac{p}{d} = \frac{\frac{n\,m\,p}{d\,l}}{V}$$

$$\text{d'où } V = \frac{w\,m}{l} \tag{10}$$

qui sera la compression sur la partie située à la droite du poids agissant sur la travée, et, en procédant par analogie, nous aurons :

$$V = \frac{w\;n}{l} \tag{11}$$

pour la partie située à la gauche.

De là, nous tirons cette conséquence que la force verticale, sur les segments d'une poutre chargée en un seul point, est égale à la réaction sur la culée, produite par le même segment.

La tension f sur les diagonales s'obtiendra au moyen de la proportion :

$$\frac{d}{b\,c} = \frac{\frac{w\,m}{l}}{F}\;;$$

$$\text{d'où } F = \frac{w\,m\,(b\,c)}{d\,l}, \tag{12}$$

qui sera la tension sur les diagonales de la partie droite du poids. D'une manière analogue, nous aurons la tension sur les diagonales de la partie située à la gauche du poids.

Travée uniformément chargée sur toute sa longueur.

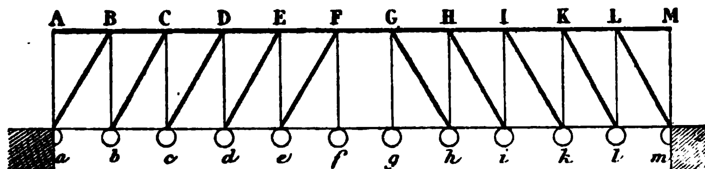


Fig. (40).

Soit w = poids total uniformément réparti sur toute la travée,
l = longueur de la travée,
d = hauteur de la travée,
x = distance de l'extrémité d'une maille à une culée.
$u = x - \frac{P}{2}$,
H = force horizontale,
V = force verticale,
F = forces sur les diagonales.

Nous considérons dans ce cas que le poids est concentré à l'extrémité de chaque maille, et que, par conséquent, aux culées, le poids sur les mailles extrêmes ne sera que de la moitié du poids d'une maille quelconque.

La réaction sur les appuis sera : $\frac{w}{2}$.

Si nous supposons la poutre coupée selon $H\,h$, la partie droite de la poutre sera maintenue en équilibre par la réaction sur la culée de droite et par le poids uniformément réparti sur $h\,m$, et aussi par les forces sur les cordes aux points H et h.

Ainsi que nous l'avons dit déjà, le poids au point m, c'est-à-dire sur la culée, sera le poids de la moitié d'une maille, soit $\frac{w\,p}{2\,l}$, et son moment relativement au point H sera $\frac{w\,p}{2\,l}\,x$.

Le moment du poids au point h est évidemment nul, puisque ce point est l'origine des moments.

Le moment du reste du poids qui agit sur la poutre, c'est-à-dire $(x-p)\frac{w}{l}$, sera :

$$\frac{w}{l}(x-p)\frac{x}{2}=\frac{w\,x^2}{2\,l}-\frac{w\,p\,x}{2\,l};$$

par conséquent, le moment du poids total égalera :

$$\frac{w\,x^2}{2\,l}-\frac{w\,p\,x}{2\,l}+\frac{w\,p\,x}{l\,2}=\frac{w\,x^2}{2\,l}$$

donc l'origine des moments étant H, la force sur la corde supérieure au point H sera :

$$\text{H}\,d=\frac{w\,x}{2}-\frac{w\,x^2}{2\,l}$$

$$\text{H}=\frac{w\,x}{2\,d}-\frac{w\,x^2}{2\,l\,d}, \qquad (14)$$

formule donnant la force sur les cordes supérieure et inférieure.

En examinant la relation (14), on verra que H sera maxima pour la valeur de $x=\frac{l}{2}$, soit au centre de la travée, où encore il sera :

$$\text{H}=\frac{w\,l}{8\,d}.$$

Dans le cas que nous avons considéré, alors qu'un seul poids est placé à distances inégales sur la travée, si nous supposons que $m=\eta$, c'est-à-dire que le poids soit au milieu, les équations (6) et (7) deviendront :

$$\text{H}=\frac{w\,l}{4\,d}$$

soit : la force sur les cordes, quand le poids est tout entier appliqué au milieu, est double de ce qu'elle est lorsqu'il est uniformément réparti.

Prenons la force H qui s'exerce à une distance x de l'une des culées, et la force H' qui s'exerce à la distance $x-p$ de la même culée, nous aurons :

$$\text{H}=\frac{w\,x}{2\,d}-\frac{w\,x^2}{2\,d\,l}$$

$$\text{H}'=\frac{w\,(x-p)}{2\,d}-\frac{w\,(x-p)^2}{2\,d\,l};$$

en retranchant la seconde de ces équations de la première, nous obtiendrons :

$$\text{H}-\text{H}'=\frac{w\,x}{2\,d}-\frac{w\,(x-p)}{2\,d}-\frac{w\,x^2}{2\,d\,l}+\frac{w\,(x-p)^2}{2\,d\,l}=\frac{w\,p}{2\,d}-\frac{w\,p}{d\,l}\left(x-\frac{p}{2}\right)$$

et puisque $$x - \frac{p}{2} = u$$

nous aurons: $$H - H' = \frac{w\,p}{2\,d} - \frac{w\,p\,u}{d\,l}, \qquad (17)$$

qui donne l'excès de la force de la corde supérieure vers la culée. Maintenant il est clair que cet excès de force dans la corde supérieure devra, pour que l'équilibre existe, être neutralisé par d'autres forces qui ne peuvent être naturellement qu'une pression sur les parties inclinées ou bras et qu'une tension sur les parties verticales ou tiges aboutissant en ce point à la corde supérieure.

La force verticale V de tension, suivant la même méthode et par les mêmes considérations, sera donnée par la proportion :

$$\frac{p}{d} = \frac{\frac{w\,p}{2\,d} - \frac{w\,p\,u}{d\,l}}{V},$$

donc $$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} \qquad (18)$$

la force verticale sera donc égale à la réaction sur les appuis, moins le poids entre le point qu'on considère et la culée la plus rapprochée.

On observera que, si dans cette formule $u = \frac{l}{2}$, c'est-à-dire la moitié de la travée, le premier membre sera nul et que, par conséquent, il n'y aura pas de force verticale à ce point.

La force, c'est-à-dire la pression sur les diagonales ou bras, s'obtiendra de la manière suivante avec la proportion

$$\frac{d}{H\,i} = \frac{V}{F} \text{ d'où } F = \frac{H\,i\,V}{d} \qquad (19)$$

c'est-à-dire que la pression sur les parties inclinées sera obtenue en multipliant la force verticale V par la longueur de la diagonale et divisant le tout par la hauteur de la travée.

Nous avons vu qu'au milieu il n'existe pas de force verticale dans le cas d'une poutre uniformément chargée; prenons donc le poids de la première maille suivante en g, nous trouverons qu'il produit une tension égale à son propre poids sur G g et une compression égale à sa composante sur G h, et le poids en h viendra s'ajouter à la composante verticale de G h et, ainsi de suite, on doit faire le même raisonnement pour H i; on verra alors que la force sur I i sera égale à la somme des poids des deux mailles précédentes, plus le poids en i, et ainsi de suite.

Considérant maintenant le poids sur la corde supérieure, et le plaçant en G, il est clair qu'il n'y aura pas de force sur G g, mais la force verticale ou la composante verticale de la force sur G h sera égale à la pression exercée en G, qui donnera la tension sur H h. Si les bras étaient inclinés en sens opposé, comme dans la fig. (41), représentant une maille à la droite du centre, et si le poids

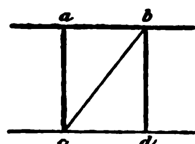


Fig. (41).

était placé sur la corde inférieure, il est évident qu'il n'y aurait pas de force sur $a\ c$ et la composante verticale de $b\ c$ serait égale à la force sur $b\ d$. Si le poids est placé sur la corde supérieure, la force verticale sur $a\ c$ sera évidemment égale à celle sur $b\ c$. Donc, en tous cas, la force verticale est constante dans les bras parmi les poids.

D'où il résulte que la force verticale, ou composante verticale, reste toujours la même, que la poutre soit chargée à la partie inférieure ou à la partie supérieure, et quel que soit le sens de l'inclinaison des diagonales.

Par conséquent, l'équation (18) donnera la force verticale ou la composante verticale de la force sur une diagonale dont le milieu est à une distance u de la culée.

Observons que l'équation

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l}$$

est l'équation d'une ligne droite, et si nous la construisons en prenant u pour

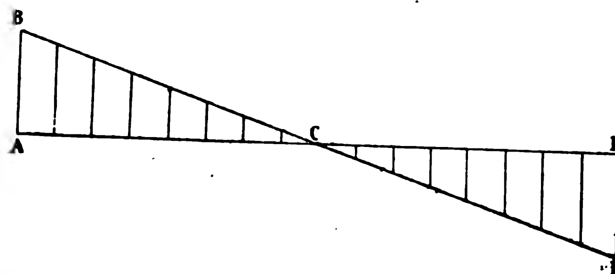


Fig. (42).

abcisse et V pour ordonnée, nous obtiendrons la fig. (42) dont les verticales repré-

sentent les différentes valeurs de V, et nous avons ainsi : $AB = DE = \frac{w}{2}$ et $AD = l$; méthode très-simple pour trouver les forces verticales.

Exemple. — Supposons que la fig. (40) représente une travée de 110 pieds de longueur, 12 $\frac{1}{2}$ pieds de hauteur, divisée en 11 panneaux d'égale longueur, et chargée à la corde inférieure d'un poids de 1 $\frac{1}{2}$ tonne le pied courant ou d'un poids total de 165 tonnes.

En conservant les mêmes notations qu'antérieurement, nous aurons :

l = 110 pieds (33^{m}527),
d = 125 — (38^{m}099),
w = 165 tonnes,
p = 10 pieds (3,048),

et en substituant ces valeurs dans l'équation qui donne la force horizontale sur les cordes, nous aurons :

$$H = \frac{wx}{2d} - \frac{wx^2}{2dl} = \frac{165x}{2 \times 125} - \frac{165x^2}{2 \times 12{,}5 \times 110} = 6{,}6x - 0{,}06x^2$$

donc les forces horizontales sur les cordes seront réparties comme suit :

Valeurs de x...	10 ou 100	20 ou 90	30 ou 80	40 ou 70	50 ou 60
Forces en tonnes.	60	108	144	168	180
Compression sur.	K L et B C	I K et C D	H I et D E	G H et E F	F G
Tension sur...	*lm* et *ab*	*kl* et *bc*	*ik* et *cd*	*hi* et *da*	*ef*, *fg* et *gh*

Pour trouver la force sur les tiges verticales, nous n'avons qu'à prendre l'équation :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{wu}{l}$$

et en substituant les valeurs comme plus haut, nous aurons :

$$V = 82{,}5 - 15.u$$

et les différentes valeurs de u seront 5, 15, 25, 35 et 45; donc l'on obtiendra le tableau suivant :

Valeurs de u. . .	5	15	25	35	45
Forces en tonnes.	75	60	45	30	15
Tension sur.. . .	B *b* et L I	C *c* et K *k*	D *d* et I *i*	E *e* et H *h*	F *f* et G *g*

Quand $u = 55$, $V = 0$, c'est-à-dire qu'il n'existe pas de force au milieu.

Pour la pression sur les diagonales, nous avons vu qu'elle s'obtenait en multipliant la longueur de la diagonale par la force sur les tiges verticales et en divisant ce produit par la hauteur de la poutre. Et comme, dans le cas présent, la longueur de la poutre est de 16 pieds, en remplaçant dans l'équation (19) V par sa valeur, nous aurons :

$$F = 105{,}6 - 1{,}92\,u$$

donc, nous formerons le tableau suivant :

Valeurs de u. . .	5	15	25	35	45
Forces en tonnes.	96	76,8	57,6	38,4	19,2
Compression sur.	L *m* et B *a*	K *l* et C *b*	I *k* et D *c*	H *i* et E *d*	G *h* et F *e*

Travée chargée à partir d'une culée et seulement sur une partie de sa longueur.

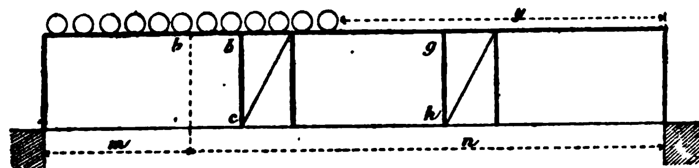


Fig. (43).

Soit w = le poids total uniformément réparti sur la travée, et s'étendant de l'une des culées jusqu'à une distance égale à $2\,m$,

= longueur de la travée,

d = hauteur de la travée,

p = longueur d'une maille,
m = distance du centre de gravité du poids à l'extrémité chargée,
n = distance du centre de gravité du poids à l'extrémité non chargée,
y = longueur de la partie non chargée,
x = distance d'une maille quelconque à la culée non chargée,
H = force horizontale sur les cordes,
V = force verticale,
F = force sur les parties inclinées ou diagonales.

Il est clair que la réaction sur la culée de droite est $\frac{w\,m}{l}$ et, si nous supposons la poutre coupée selon $g\,k$, la partie non chargée à la droite de cette section sera tenue en équilibre par la réaction sur la culée de droite et par les forces qui se développent en $g\,k$, et si nous prenons le moment par rapport à k, nous aurons :

$$\mathrm{H} = \frac{w\,m\,x}{d\,l} \tag{20}$$

qui sera la force développée en g, soit une pression, et qui sera aussi l'expression de la force en k, soit une tension.

Il est évident que la force verticale sur la partie non chargée sera toujours $\frac{w\,m}{l}$, c'est-à-dire la réaction sur la culée non chargée.

Nous avons vu que w exprime le poids de la charge sur la travée. Afin de rendre les opérations plus faciles, nous exprimerons ce poids en fonction d'un poids total w sur toute la travée ayant la même valeur linéaire que w.

Donc nous aurons :

$$w = \frac{w'}{l}(l - y),$$

en observant que

$$m = \frac{l - y}{2}$$

nous aurons :

$$\frac{w\,m}{l} = \frac{w'\,(l - y)^2}{2\,l}.$$

Considérant maintenant la force horizontale sur la partie chargée, nous supposerons une section selon $b\,c$. Le segment à droite de cette section sera tenu en équilibre par la réaction de la culée de droite, par le poids sur $x - y$ qui est

égal à $\frac{w'}{l}(x-y)$ et par les forces qui se développent en b et en c. Prenons le moment relativement au point c se trouvant à une distance x de la culée de droite ; $\frac{x-y}{2}$ étant la distance du point c, centre de gravité du poids sur $x-y$, nous aurons :

$$\mathrm{H}\,d=\frac{w\,(l-y)^2\,x}{2\,l^2}-\frac{w'}{l}(x-y)\frac{x-y}{2}$$

d'où
$$\mathrm{H}=\frac{w'\,(l-y)^2\,x}{2\,d\,l^2}-\frac{w'\,(x-y)^2}{2\,d\,l} \qquad (21)$$

qui sera la compression sur la corde supérieure en b, ou bien l'expression de la force sur la corde inférieure en c.

Pour une maille plus rapprochée de l'extrémité vers la culée de droite, nous aurons :

$$\mathrm{H}'=\frac{w'\,(l-y)^2\,(x-p)}{2\,d\,l^2}-\frac{w'\,(x\,p\,y)^2}{2\,d\,l}. \qquad (22)$$

La force verticale, sur la partie chargée, s'obtiendra d'une façon analogue, en soustrayant l'équation (22) de l'équation (21), et nous aurons :

$$\mathrm{H}-\mathrm{H}'=\frac{w'\,(l-y)^2\,p}{2\,d\,l^2}-\frac{w'\,p}{d\,l}\left(x-\frac{p}{2}\right)\cdots y.$$

Maintenant il est clair que : $\frac{p}{d}=\frac{\mathrm{H}-\mathrm{H}'}{\mathrm{V}}$,

d'où
$$\mathrm{V}=\frac{w'\,(l-y)^2}{2\,l^2}-\frac{w'}{l}\left(x-\frac{p}{2}-y\right);$$

en faisant
$$x-\frac{p}{2}=u,$$

nous aurons :
$$\mathrm{V}=\frac{w'\,(l-y)^2}{2\,l^2}-\frac{w'}{l}\left(u-y\right). \qquad (23)$$

Observant cette équation, on voit que V augmente quand $u-y$ diminue, et devient un maximum quand $u-y$ devient nul, et, dans ce cas, nous aurons :

$$\mathrm{V}=\frac{w'\,(l-y)^2}{2\,l^2}$$

c'est-à-dire V devient égal à la réaction sur la culée de droite.

Observons aussi que la valeur numérique de V, diminue quand $u - y$ augmente; il y aura donc un point où V sera nul; pour trouver ce point, faisons, dans l'équation (23), $V = 0$, et nous aurons :

$$\frac{w'(l-y)^2}{2l^2} = \frac{w'}{l}(u-y),$$

et, de cette équation, en tirant la valeur de u, nous aurons :

$$u = \frac{l^2 + y^2}{2l},$$

qui sera la distance de la culée de droite, d'où il n'y aura pas de force verticale; à la droite de ce point, V a une valeur positive, et à la gauche, une valeur négative ; donc, la force verticale passera à l'autre culée.

En dérivant l'équation (21), afin de trouver la valeur maxima de H, nous aurons :

$$x = \frac{l^2 + y^2}{2l},$$

d'où l'on voit que ce point maximum de force horizontale coïncide avec le point où la force verticale est 0.

Dans l'équation (23), u ne peut être égal à $\frac{l^2 \times y^2}{2l}$ qu'alors que :

$$\frac{w'(l-y)}{2l^2} = \frac{w'}{l}(u-y),$$

c'est-à-dire jusqu'à ce que nous ayons passé une quantité de poids égale à celle portée par la culée, d'où résulte la règle suivante :

Dans chaque travée chargée partiellement ou en totalité, il existe un point où la force verticale est nulle, et où la force horizontale est maxima, et ce poin divise le poids en deux parties égales, à la réaction sur les culées.

Donc, étant connue la réaction sur les culées, on n'a qu'à compter, de l'extrémité où commence le poids, un poids égal à celui qui agit sur la culée, et on aura ainsi le point où la force verticale est 0.

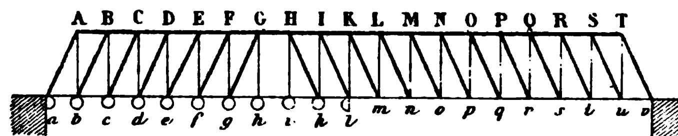


Fig. (44).

Exemple. — Supposons une travée de 80 pieds de longueur, 6 pieds de hauteur, divisée en 20 panneaux égaux, chargée à la corde inférieure d'un poids de

25 tonnes réparti uniformément sur la moitié de la travée, nous aurons donc :

w = 25 tonnes.
w' = 50 tonnes.
l = 80 pieds.
d = 6 pieds.
p = 4 pieds.
y = 40 pieds.

la longueur des bras inclinés = 7, 2 pieds.

L'équation pour les forces horizontales dans la partie non chargée, est :

$$H = \frac{w' x (l - y)^2}{2 d l^2} = \frac{50 x (80 - 41)^2}{2 \times 6 \times 80^2} = 1{,}0417\ x ;$$

d'où le tableau suivant des forces sur les cordes.

Valeurs de x. . .	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
Forces en tonnes.	4,2	8,3	12,5	16,6	20,8	25	29,2	33,3	37,5	41,7
Compression sur.	ST	RS	QR	PQ	OP	NO	MN	LM	KL	IK
Tension sur . . .	*u v*	*t u*	*s t*	*p s*	*q r*	*p q*	*o p*	*n o*	*m n*	*l m*

et l'équation pour les forces horizontales, dans la partie chargée, est :

$$H = \frac{w' x (l - y)^2}{2 d l^2} - \frac{w' (x - y)^2}{2 d l} = \frac{50 x (80 - 40)^2}{2 \times 60 \times 80} -$$

$$- \frac{50 (x - 40)^2}{2 \times 60 \times 80} = 1{,}0417\ x - 0{,}0521\ (x - 40)^2,$$

d'où le tableau suivant :

Valeurs de x . . .	44	48	52	56	60	64	68	72	76
Forces en tonnes..	45	46,7	46,7	45	41,7	36,7	30	21,7	11,7
Compression sur .	HI	GH	GH	FG	EF	DE	CD	BC	AB
Tension sur . . .	*k l*	*i k*	*h i* et *g h*	*f g*	*e f*	*d e*	*c d*	*b c*	*a b*

L'équation pour la force verticale sur la partie non chargée, est :

$$V = \frac{w'(l-y)^2}{2\,l^2} = \frac{50\,(80-40)^2}{2 \times (80)^2} = 6{,}25 \text{ tonnes},$$

soit la tension sur toutes les tiges verticales de K l à T u inclusivement, et la composante verticale de la force, qui résulte de leur inclinaison, compression, dans les bras inclinés de la partie non chargée.

F = V × la longueur de la diagonale divisée par $d = \frac{7,\,2\,V}{6} = 7,5$ tonnes qui est la compression sur ces diagonales depuis K m jusqu'à T u inclusivement.

L'équation, pour la force verticale dans la partie chargée, est :

$$V = \frac{w'(l-y)^2}{2\,l^2} - \frac{w'(u-y)}{l} = 31{,}25 - 0{,}625\,u.$$

D'où nous formons le tableau suivant pour les tensions dans les tiges sur la partie chargée :

Valeurs de u . .	42	46	50	54	58	62	66	70	74	78
Forces en tonnes.	5	2,5	0	— 2,5	— 5	— 7,5	— 10	— 12,5	— 15	— 17,5
Tension sur. . .	$l\,k$	H i		G h	F g	E f	D e	C d	B c	A b

Du tableau ci-dessus, il résulte clairement qu'il n'existe pas de force verticale dans la maille G H h i, et qu'à la gauche de cette maille, la force prend le signe moins, ce qui montre que le poids passe alors sur la culée opposée à celle à partir de laquelle u est mesuré. On remarque également que la force horizontale est la plus considérable dans la même maille, d'où il suit que c'est de ce point que les bras doivent s'incliner dans des directions opposées aux culées.

En multipliant la force verticale par la longueur de la diagonale, et en divisant

Valeurs de u. . .	42	46	50	54	58	62	66	70	74	78
Forces en tonnes.	6	3	0	— 3	— 6	— 9	— 12	— 15	— 18	— 21
Compression sur.	I l	H k		G g	F f	E e	D d	C c	B b	A a

le produit par la hauteur de la travée, comme nous l'avons déjà fait, nous aurons les pressions sur les diagonales, dans la partie chargée, résumées dans le tableau ci-contre :

Poutre chargée uniformément sur toute sa longueur et assujettie à une charge roulante uniforme.

Soit w = le poids uniforme sur toute la longueur,
w' = la charge,
l = la longueur de la travée,
d = la hauteur de la travée,
p = la longueur d'une maille,
x = la distance de l'une des culées à l'extrémité d'une maille,
$u = x - \frac{p}{2}$,
y = la longueur de la partie non chargée,
H = la force horizontale,
V = la force verticale.

Pour un poids uniformément réparti sur toute la travée, nous savons que la force horizontale est donnée par la formule (14), soit :

$$H = \frac{w' x}{2 d} - \frac{w' x^2}{2 d l}.$$

Pour un poids uniformément réparti sur une partie de la longueur seulement de la travée égale à $l - y$, nous savons que la force horizontale est donnée par la formule (21), c'est-à-dire :

$$H = \frac{w' x (l - y)^2}{2 d l^2} - \frac{w (x - y)^2}{2 d l}.$$

Maintenant cette équation peut se mettre sous cette forme :

$$H = \frac{w' x}{2 d} - \frac{w' x^2}{2 d l} - \frac{w' y^2}{2 d l} \cdot l - \frac{x}{l} \cdot \qquad (24)$$

qui, comme on le voit, n'est autre chose que l'équation (14) diminuée de :

$$\frac{w' y^2}{2 d l} \cdot l - \frac{x}{l} \cdot .$$

Donc, il résulte que la force horizontale sera toujours plus grande sous un poids uniformément distribué sur toute la longueur de la travée, que lorsqu'il ne le serait que sur une de ses parties.

Si nous supposons, en conséquence, que le poids mobile est placé sur toute la longueur de la travée, nous déduirons que, de ce cas, la force horizontale sera maxima, et que sa valeur sera donnée par la formule :

$$H = \frac{(w' + w)\,x}{2\,d} - \frac{(w' + w)\,x^2}{2\,d\,l}. \qquad (25)$$

La force verticale, à une distance u d'une des culées, pour un poids partiellement distribué jusqu'à la distance y de la même culée, c'est-à-dire de la culée de droite, sera donnée par la formule (23), soit :

$$V = \frac{w'\,(l - y)^2}{2\,l^2} - \frac{w'}{l}\,(u - y).$$

Supposons que cette valeur de V soit celle comprise entre le point où il n'y a pas de force verticale et la culée de droite, c'est-à-dire en prenant les valeurs positives, il est évident que, considérant y pour le moment comme une constante, V augmentera quand $u - y$ diminuera, et deviendra un maximum quand u égalera y, c'est-à-dire à l'extrémité du poids roulant, et, à ce point, nous aurons :

$$V = \frac{w'\,(l - y)^2}{2\,l^2}, \qquad (26)$$

c'est-à-dire que la force verticale, pour un poids partiel, sera plus grande à la fin de ce poids.

La formule (26) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$V = \frac{w'}{2} - \frac{w'\,u}{l} + \frac{w'\,u^2}{2\,l^2}. \qquad (27)$$

La force verticale, pour un poids uniformément distribué sur toute la longueur de la travée, sera donnée au même point par la formule :

$$V = \frac{w'}{2} - \frac{w'\,u}{l}.$$

Si, dans ce cas, u est supposé moindre que $\frac{l}{2}$, c'est-à-dire que la valeur de V soit supposée positive, nous verrons que, quand une travée est partiellement chargée par un poids uniforme pour une partie plus grande que la moitié de la travée, la force verticale, en ce point, sera plus grande d'une quantité $\frac{w'\,u^2}{2\,l^2}$ de

ce qu'elle serait, si le même poids était distribué sur toute la longueur de la travée.

La plus grande valeur de la force verticale, qui se produit sur une travée assujettie à supporter un poids roulant et un poids qui est réparti uniformément sur toute sa longueur, sera donnée par la somme des actions des deux poids au même point, et, par cette raison, nous aurons, en ajoutant l'une à l'autre les équations (18) et (26) :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\,(l-u)^2}{2\,l^2}, \qquad (28)$$

y étant ici égal à u, celui-ci est la force verticale du poids roulant w' et du poids mort w.

Dans une poutre uniformément chargée, le point où la force verticale $= 0$ est au centre, et pour une poutre partiellement chargée, le point où la force verticale $= 0$ est à une distance $\frac{l^2 + y^2}{2\,l}$ de l'extrémité non chargée. Mais comme, en aucun cas, il ne peut y avoir dans une travée deux points où la force verticale $= 0$, le point où il n'existera pas de force verticale sera donné en égalant à 0 l'équation (28), et nous aurons alors :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\,(l-u)^2}{2\,l^2} = 0,$$

et en faisant $w' = a\,w$, nous aurons, en remplaçant la valeur de w' dans l'équation précédente :

$$\frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{a\,w\,(l\,u)^2}{2\,l^2} = 0$$

d'où

$$w\left(\frac{1}{2} - \frac{u}{l} - \frac{a\,l^2 - a\,l\,u - a\,u^2}{2\,l^2}\right) = 0$$

et en éliminant w et faisant

$$\frac{1}{2} - \frac{u}{l} + \frac{a\,l^2 + 2\,a\,l\,u + a\,u^2}{2\,l^2} = 0$$

nous aurons enfin la valeur de u égale à :

$$u = l + \frac{l}{a} - l\sqrt{\frac{1}{a} + \frac{1}{a^2}}, \qquad (29)$$

qui déterminera le point où la force verticale est 0.

Exemple. — Dans une travée de 200 pieds (60^{m}959) de longueur, dont le poids roulant uniforme est de 75 tonnes, et dont le poids total est de 150 tonnes, à quelle

distance de la culée non chargée se trouvera la tête du poids roulant, quand il sera au point où il n'y a pas de force verticale, c'est-à-dire qu'elle sera la valeur de u?

Dans ce cas, nous aurons :

$$\frac{w}{w} = a = 2$$

$$l = 200$$

d'où

$$l + \frac{l}{a} - l\sqrt{\frac{1}{a} + \frac{1}{a^2}} = u =$$

$$= 200 + \frac{200}{2} - 200\sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{4}} = 126{,}8 \text{ pieds}$$

C'est-à-dire, quand le poids roulant couvrira 73,2 pieds de la travée, l'extrémité de ce poids se trouvera au point où il n'y a pas de force verticale. Le poids supporté par la culée la plus éloignée sera égal au poids de 126,8 pieds du poids de la travée, c'est-à-dire 47,5 tonnes. Quand la travée n'est pas chargée, le poids sur cette culée est de 37,5 tonnes. Quand le poids de 0,75 tonnes par pied courant couvre 73,2 pieds 10 tonnes viendront s'ajouter au poids qui agit sur la culée la plus éloignée. Tandis que le poids roulant reste au point où la force verticale = 0, la réaction sur la culée la plus éloignée sera produite seulement par le poids de la travée, et non par le poids roulant qui agit sur elle.

Quand l'extrémité du poids roulant s'approche de la culée non chargée, et a passé le point où il n'y a pas de force verticale, la réaction sur la culée va en augmentant ; mais quand le poids roulant couvre moins que la moitié de la travée, la plus grande portion de ce poids agit sur la culée la plus rapprochée. Donc, le point où il n'y a pas de force verticale ne restera pas stationnaire, mais il s'éloignera de l'extrémité du poids roulant et atteindra le centre de la travée, quand le poids total couvrira la travée.

Il est évident, par conséquent, que de la culée où le poids commence à agir sur la travée, jusqu'au point où la force verticale est 0, aucune force verticale ne peut passer à la culée la plus éloignée ; donc, il sera seulement nécessaire, — à partir de ce point où la force verticale est 0, — de placer des diagonales ou bras, afin de reporter la force sur la culée la plus éloignée. Ces bras ou diagonales, entre ce point où la force verticale est 0 et le centre de la travée, de chaque côté du centre, sont appelés contre-bras ; ils ne travaillent que sous l'action de la charge roulante.

L'équation de la force verticale pour le poids vif est $V = \frac{w' (l - u)^2}{2 l^2}$. Cette équation, si l'on veut obtenir une grande exactitude dans le calcul, doit être modifiée, puisque dans cette formule on ne suppose pas que le poids vient graduellement se placer sur la travée, mais qu'au contraire, le poids roulant passe à l'extrémité de chaque maille directement, sans s'étendre graduellement sur la longueur de la maille.

Si A I représente une travée et A, B, C, D..... les différentes extrémités des mailles, et si nous supposons que le poids s'étende d'une des extrémités A jusqu'à la moitié de la maille B C, la poutre se trouvera ainsi chargée d'un poids équivalent au poids distribué sur une maille et demie, mais, dans ce cas, B ne sera pas soumis au poids d'une maille entière ; il ne supportera ce poids que lorsque le poids roulant sera arrivé en C.

Donc B ne pourra avoir le poids d'une maille entière que quand le point C sera soumis au poids d'une demi-maille. Donc $\frac{w' (l - u)^2}{2 l^2}$ sera plus grand que la force agissant en B, puisqu'une partie de cette charge est portée par le point C.

L'équation $V = \frac{w (l - y)^2}{2 l^2}$ est l'équation d'une parabole, et si nous supposons

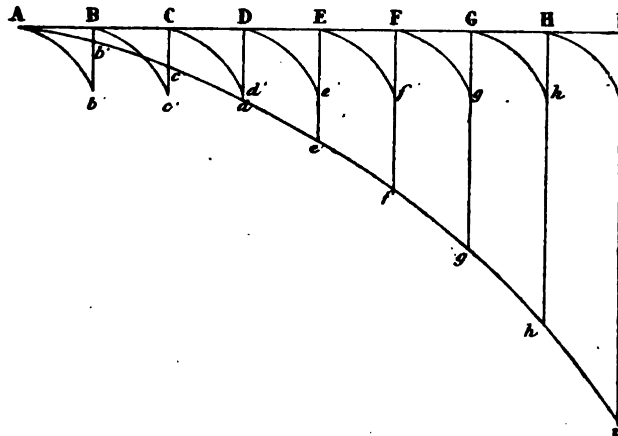


Fig. (45).

que A *b c d e f*... *i* soit cette parabole, et que les distances des points de cette parabole à l'axe A I représentent les forces agissant à la tête du poids roulant, ou la réaction sur la culée de droite, quand le poids commence à agir sur le pont, à partir de la culée de gauche, nous voyons que ces distances, entre l'axe I et la parabole, représentent les différentes valeurs de V pour les différentes positions

du poids roulant sur la poutre, et, si nous traçons de même les petites paraboles A b', B c', C d',... les distances entre ces petites paraboles et l'axe A I représenteront les forces qui viennent agir sur les points B, C, D..., quand le poids roule sur la travée.

Quand le poids s'étend de A à B, B b sera le poids qui agit à la culée I, et B b' sera le poids agissant sur B qui, comme on le voit, est plus grand que le poids sur la culée I.

Si le poids roulant continue son chemin entre B et C, la distance verticale entre la ligne B C et la petite parabole B c' représentera la réaction produite par ce poids au point C, et les distances verticales des points entre B et C à la parabole b c représenteront les réactions sur la culée I. Quand la dernière de ces réactions, c'est-à-dire celle en I est égale à celle en C, ou, pour mieux dire, quand la parabole B c' coupe la partie b c de l'autre parabole, la réaction sur I sera produite par la portion du poids qui agit en C, et aucune des forces qui agissent sur B ne produira d'effet sur la culée I ; la distance verticale entre les deux courbes, avant leur intersection, représentera la force verticale qui agit sur I, et qui dérive des forces agissant sur B. Par conséquent, la plus grande force verticale en B vers I aura lieu quand la distance verticale des deux parabolos entre B et C sera la plus grande. Ceci aura lieu quand une ligne verticale rencontrera les deux courbes en deux points où les tangentes seront parallèles. Alors le poids sur A B sera au poids total sur A I, comme la distance A B est à A I, et les distances horizontales des points de tangence, rapportés à l'extrémité de la maille, seront dans la même proportion avec la longueur d'une maille.

Soit l' la longueur du poids partiel qui s'étend depuis une culée, au-delà d'une maille, jusqu'à la verticale où les tangentes aux deux courbes sont parallèles, p la longueur d'une maille et l la longueur de la poutre. Il résulte de ce que nous avons dit antérieurement que nous aurons la proportion suivante :

$$\frac{l}{p} = \frac{l'}{z}$$

d'où

$$z = \frac{p\,l'}{l}$$

donc z est la distance du poids qui s'étend sur la dernière maille qu'on considère, ce qui nous donnera :

$$l' = p + \frac{p\,l'}{l}$$

$$l'\,l = p\,l + p\,l'$$

d'où

$$l' = \frac{p\,l}{l - p} \tag{31}$$

et, quand le poids couvrira le nombre n de mailles, la valeur de l' sera :

$$l' = \frac{n\,p\,l}{l - p} \tag{32}$$

En divisant le poids roulant par la longueur de la travée, et en multipliant cette valeur par $\frac{n\,p\,l}{l-p}$, nous aurons le poids sur la longueur $\frac{n\,p\,l}{l-p}$, et la réaction sur la culée non chargée sera dans ce cas :

$$V = \frac{w'}{2\,l^2}\left(\frac{n\,p\,l}{l-p}\right)^2. \tag{33}$$

Mais, comme nous l'avons dit déjà, ce poids est plus grand que la force verticale sur le dernier bras ou montant de la dernière maille chargée, puisqu'une certaine portion de ce poids est portée par la première maille qui suit ce poids, et ce sera cet excès de poids qu'il faudra retrancher du second membre de la formule (33).

La distance de la culée où commence le poids à la fin de la dernière maille chargée sera $n\,p$, donc la longueur du poids sur la maille $(n+1)^e$, qui est la maille partiellement chargée, sera :

$$\frac{n\,l\,p}{l-p} - n\,p;$$

donc le poids sur cette maille, partiellement chargée, sera :

$$\frac{w'}{l}\left(\frac{n\,p\,l}{l-p} - n\,p\right) = \frac{w'}{l}\left(\frac{n\,p^2}{l-p}\right).$$

Maintenant, le poids, qui s'étend de la dernière maille à l'extrémité du poids roulant, doit nécessairement produire une réaction sur la culée non chargée, représentée par :

$$\frac{w'}{2\,p\,l}\left(\frac{n\,p^2}{l-p}\right)^2. \tag{34}$$

Cette réaction sera la quantité à déduire de la valeur donnée par la formule (33), afin d'obtenir la valeur correcte de la force sur la dernière maille, produite par le poids roulant sur la travée ; donc nous aurons :

$$\frac{w'}{2\,l^2}\left(\frac{n\,p\,l}{l-p}\right)^2 - \frac{w'}{2\,p\,l}\left(\frac{n\,p^2}{l-p}\right)^2 =$$

$$= \frac{w'}{2\,l^2}\left(\frac{n^2\,p^2\,l^2 - n^2\,p^2\,l}{(l-p)^2}\right) =$$

$$= \frac{w'\,n^2\,p^2\,l}{2\,l^2\,(l-p)}$$

$$\mathrm{V} = \frac{w'\,n^2\,p^2}{2\,l\,(l-p)} \tag{35}$$

qui représente la plus grande force verticale produite par un poids partiel, quand n représente le nombre des mailles chargées, depuis la culée non chargée jusqu'au bras à la dernière maille jusqu'où arrive le poids.

Exemple. — Soit une travée de 80 pieds de longueur, divisée en huit mailles et chargée à raison d'une tonne par pied courant; quelle sera la plus grande force verticale sur le bras de la dernière maille chargée, quand six mailles seront chargées.

Soit, $w' = 80$ tonnes.
$l = 80$ pieds.
$p = 10$ pieds.
$n = 6$ pieds.

Substituant ces valeurs dans l'équation (35), nous avons:

$$\mathrm{V} = \frac{w'\,n^2\,p^2}{2\,l\,(l-p)} = \frac{80 \times 6^2 \times 10^2}{2 \times 80\,(80-10)} = 25{,}71 \text{ tonnes.}$$

Si, dans la formule, $\frac{w'}{2\,l^2}\,(l-u)^2$, on fait $l - u = 65$, nous aurons:

$$\frac{80}{2.80^2}\,(65)^2 = 26{,}41 \text{ tonnes}$$

qui sera la réaction sur la culée non chargée.

Mais, puisque le poids s'étend jusqu'à la moitié de la maille qui suit la sixième, l'extrémité non chargée de cette maille supportera $\frac{1}{4}$ du poids d'une demi-maille ou 1,25 tonnes; d'où:

26,41 — 1,25 = 25,16 tonnes qui est la plus grande force verticale sur le montant ou bras à la fin de la sixième maille.

Dans le cas supposé, $\frac{n\,p\,l}{l-p} = \frac{6 \times 10 \times 80}{80-10} = 68{,}57$ pieds, qui représentent la longueur du poids, et, par conséquent, 29,38 tonnes est la réaction sur la culée non chargée, et 3,67 tonnes le poids sur la première extrémité de la maille non chargée.

D'où : $29{,}38 - 3{,}67 = 25{,}71$ tonnes,

ce qui sera, comme nous l'avons dit, la plus grande force verticale sur le bras considéré dans le cas présent.

Quand $n\,p$ est plus grand que $\frac{l}{2}$, ou bien lorsque le poids roulant couvre plus que la moitié de la travée $\frac{w' n^2 p^2}{2\,l\,(l-p)}$ vient s'ajouter à la réaction du poids mort donné par la formule (18), on aura, en additionnant les formules (18) et (35) :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\;n^2\,p^2}{2\,l\,(l-p)} \qquad (36)$$

qui est la force verticale produite par un poids vif et un poids mort sur le bras d'une maille dont le milieu est à une distance u de l'extrémité non chargée et quand n est le numéro de la maille en $l - u$.

En observant que nous pouvons faire :

$$n = \frac{l - u - \frac{p}{2}}{p}$$

et en substituant cette valeur dans l'équation (36), nous aurons :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2\,l\,(\,l - p)} \qquad (37$$

équation donnant le même résultat que l'équation (36) et présentant l'avantage de ne contenir qu'une seule variable, u.

Mais quand $n^2\,p$ dans l'équation (35) est moindre que $\frac{l}{2}$, la force verticale $\frac{w'\,n^2\,p^2}{2\,l\,(l-p)}$ va vers le centre dans la direction opposée à la force verticale $\frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l}$ due au poids mort de la travée au même point, et par conséquent la différence de ces deux forces sera la force verticale en u. La plus petite de ces forces neutralise la plus grande. Mais $\frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l}$, force due au poids mort de la travée s'unira à la force verticale de la première maille au-delà du poids mouvant ou à la quantité $\frac{w'}{2\,p\,l}\left(\frac{n\,p^2}{l-p}\right)^2$, l'équation (34) sera donc diminuée

de ce poids. D'où, puisque $\frac{w' n^2 p^2}{2(l-p)^2}$ et $\frac{w}{2} - \frac{w u}{l}$, équation (33), sont l'un et l'autre diminués de la même quantité, nous aurons :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w u}{l} + \frac{w' n^2 p^2}{2(l-p)^2}, \qquad (38)$$

formule représentant la réaction exercée sur la culée la plus lointaine, quand la travée est moins qu'à moitié chargée.

En observant que :

$$n = \frac{l - u - \frac{p}{2}}{p}$$

et en substituant cette valeur dans l'équation (38), nous aurons :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w u}{l} + w' \frac{\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2(l-p)^2}, \qquad (39)$$

représentant la force verticale à la culée non chargée quand le poids couvre moins que la moitié de la travée, force agissant sur le bras à l'extrémité de la dernière maille chargée.

Simple travée (système Howe), avec les bras inclinés travaillant à la compression et les tiges verticales à la tension, et soumis à l'action d'un poids mort et à celle d'un poids vivant uniformément distribué.

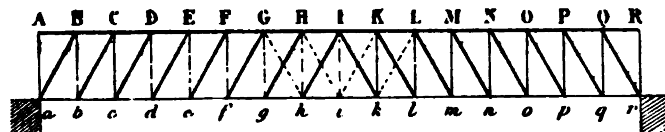


Fig. (46).

Soit w = 150,000 livres, le poids de la travée uniformément distribué,
w' = 300,000 livres, le poids vif,
l = 200 pieds, la longueur de la travée,
d = 18,75 pieds, la hauteur de la travée,
p = 12,5 pieds, la longueur d'une maille,

x = la distance de l'extrémité d'une maille à une culée,
u = la distance du milieu d'une maille à une culée,
H, V et F = les forces horizontales, verticales et les forces sur les diagonales.

Le poids vif, sur la corde inférieure, et le poids de la travée peuvent facilement être considérés comme concentrés aux mêmes points d'une maille de la même corde.

Par l'équation (25), nous avons, pour les forces horizontales qui sont plus grandes quand la travée est entièrement chargée :

$$H = \frac{(w + w')\,x}{2\,d} - \frac{(w + w')\,x^2}{2\,d\,l}$$

en substituant les valeurs des constantes, nous aurons :

$$H = \frac{(150{,}000 + 300{,}000)\,x}{2 \times 18{,}75} - \frac{(150{,}000 + 300{,}000)\,x^2}{2 \times 18{,}75 \times 200} = 12{,}000\,x - 60\,x^2.$$

D'où, la table suivante donnant les efforts sur les cordes :

Valeurs de x.	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100
Forces en livres	140,625	262,500	365,625	450,000	515,625	562,500	590,625	600,000
Compression sur.	B C et P Q	C D et O P	D E et N O	E F et M N	F G et L M	G H et K L	H I et I K	
Tension sur.	*a b* et *q r*	*b c* et *p q*	*c d* et *o p*	*d e* et *n o*	*e f* et *m n*	*f g* et *l m*	*g h* et *k l*	*h i* et *i k*

La force verticale sur chaque tige est la même que sur la poutre à l'extrémité supérieure de laquelle elle est attachée, ainsi que nous l'avons vu déjà.

Pour les forces verticales maxima, quand la travée est plus qu'à moitié chargée, nous avons (Eq. 37) :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2\,l\,(l - p)},$$

et en substituant les valeurs connues des constantes dans cette équation, nous aurons :

$$V = \frac{150{,}000}{2} - \frac{150{,}000\,u}{200} + \frac{300{,}000\,(200 - u - 6{,}25)^2}{2 \times 200\,(200 - 12{,}5)} =$$

$$V = 75{,}000 - 7{,}500 + 4\,(193{,}75 - u\,)^2$$

Pour les forces verticales maxima quand la travée est moins qu'à moitié chargée, nous avons (Eq. 39) :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2\,(l - p)^2},$$

et en remplaçant les constantes par leurs valeurs, on aura :

$$V = 75{,}000 - 750 + 4{,}267\,(193{,}75 - u)^2.$$

Commençant par la travée complètement chargée, nous considérerons le poids comme retiré graduellement, en donnant pour première valeur à u, la longueur de la partie non chargée, 6,25 pieds, pour seconde valeur de u, 18,75 pieds et ainsi de suite. D'où nous aurons le tableau suivant des tensions sur les tiges :

Valeurs de *u*.	6,25	18,75	31,25	43,75	56,25	68,75	81,25	93,75
Forces en livres	210,938	183,438	157,188	132,188	108,438	85,938	64,688	44,688
Tension sur.	B *b* et Q *q*	C *c* et P *p*	D *d* et O *o*	E *e* et N *n*	F *f* et M *m*	G *g* et L *l*	H *h* et K *k*	I *i*

Quand la travée est moins qu'à moitié chargée, quelques-unes des tiges agissent comme contre-tiges, c'est-à-dire qu'elles reportent le poids vers le centre ; mais la force qui agit ainsi sur elles est moindre que celle à laquelle elles sont soumises, quand le poids s'éloigne d'elles vers la culée la plus éloignée.

La force verticale multipliée par la longueur de la travée et divisée par la hauteur de cette travée, soit dans le cas présent V × 1,202, donne la valeur de la compression sur les bras et tant que V est positif, la force ira vers la culée non chargée.

Le tableau suivant indiquera les compressions sur les bras :

Valeurs de *u*..............	6,25	18,75	31,25	43,75	56,25	68,75	81,25	93,75	106,25	118,75
Forces en livres...........	253,547	220,492	188,939	158,889	130,342	103,297	77,754	53,714	33,631	11,945
Compression sur...........	B *a* et Q *r*	C *b* et P *q*	D *c* et O *p*	E *d* et N *o*	F *e* et M *n*	G *f* et L *m*	H *g* et K *l*	I *h* et I *k*	H *i* et K *i*	G *h* et L *k*

La valeur suivante de u, 131,75, donne à V une valeur négative, c'est-à-dire une force passant à la culée chargée ; par conséquent, G h, H i, K i et L k sont les contre-bras nécessaires dans le cas qui nous occupe.

Il n'y a pas de forces en A B, A a, Q R et R r.

Travée simple avec les pièces verticales en compression et les pièces diagonales ou tiges en tension (système Murphy-Whipple) assujetties à l'action d'un poids mort et à celle d'un poids vif uniformément distribués.

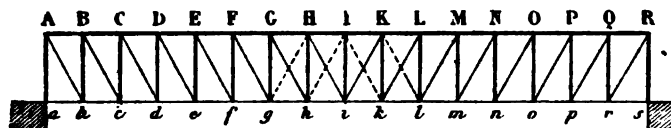


Fig. (47).

Soit w = 40 tonnes, le poids mort uniformément distribué.

w' = 80 tonnes, le poids vif uniformément distribué sur la travée.

l = 80 pieds, la longueur de la travée.

d = 10 pieds, la hauteur de la travée.

p = 5 pieds, la longueur d'une maille.

H, V, F, x et u = les forces et les distances comme précédemment.

Le maximum de force sur la corde sera donné par la formule.

$$H = \frac{(w + w')\,x}{2\,d} - \frac{(w + w')\,x^2}{2\,d\,l}$$

S nous substituons les valeurs des constantes, nous aurons :

$$H = \frac{(40 + 80)\,x}{2 \times 10} - \frac{(40 + 80)\,x^2}{2 \times 10 \times 80} = 6\,x - 0{,}075\,x^2.$$

D'où le tableau suivant :

Valeurs de x.	5	10	15	20	25	30	35	40
Forces en tonnes.	28,1	52,5	73,1	90	103,31	112,5	118,1	120
Compression sur.	AB et QR	BC et PQ	CD et OP	DE et NO	EF et MN	FG et LM	GH et KL	HI et IK
Tension sur.	*bc* et *pq*	*cd* et *op*	*de* et *no*	*ef* et *mn*	*fg* et *lm*	*gh* et *kl*	*hi* et *ik*	

Maintenant, si nous substituons, pour avoir les forces sur les bras, les valeurs des constantes dans l'équation (37), nous aurons :

$$V = \frac{40}{2} - \frac{40\,u}{80} + \frac{88\left(80 - u - \frac{5}{2}\right)^2}{2 \times 80\,(80 - 5)} = 20 - \frac{u}{2} + \frac{(77{,}5 - u)^2}{150},$$

d'où nous déduirons le tableau suivant pour les compressions sur les bras, quand la travée est plus qu'à moitié chargée. Il est évident que A *a* et R *r* supportent la moitié du poids ou tout le poids vertical qui se produit sur la travée.

Valeurs de u. . .		2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	42,5	37,5
Forces en tonnes.	60	56,3	48,9	41,9	35,3	28,9	22,9	17,6	17,6
Compression sur.	A *a* et R *r*	B *b* et Q *q*	C *c* et P *p*	D *d* et O *o*	E *e* et N *n*	F *f* et M *m*	G *g* et L *l*	H *h* et K *k*	H *i*

Mais puisque V, dans l'équation (37), multiplié par la longueur des tiges et divisé par d, donne V × 1.118 force sur les tiges, quand le poids couvre plus que la moitié de la travée et en substituant les valeurs des constantes dans l'équation (39), nous aurons :

$$V = 20 - \frac{u}{2} + \frac{(77{,}5 - u)^2}{140{,}625},$$

qui, multiplié également par 1,118, donne la force sur les tiges, quand le poids couvre moins que la moitié de la travée, et nous avons le tableau suivant :

Valeurs de *u*..............	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,4
Forces en tonnes...........	62,9	54,7	46,8	39,5	32,3	25,6	19,7	13,3	8,3	3,0
Tension sur................	A *b* et R *q*	B *c* et Q *p*	C *d* et P *o*	D *e* et O *n*	E *f* et N *m*	F *g* et M *l*	G *h* et L *k*	H *i* et K *i*	I *k* et I *h*	K *i* et H *g*

Quand $u = 52{,}5$, V a une valeur négative ; donc les contre-tiges nécessaires seront I *h*, K *l*, H *o*, I *k* et la verticale I *i*.

Travée double (système Linville) avec un nombre pair de mailles.

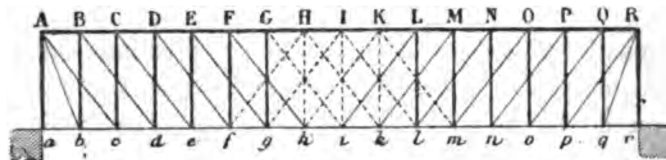


Fig. (48).

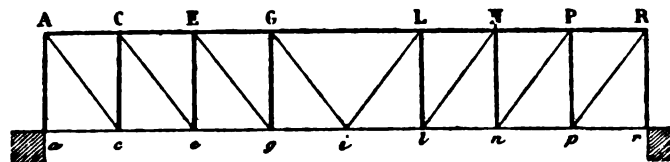


Fig. (49).

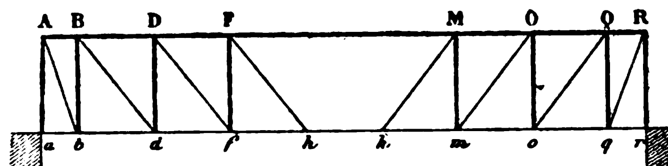


Fig. (50).

Cette travée (fig. 48) n'est autre qu'une combinaison de deux travées simples, dont l'une est représentée (fig. 49) et dont les contre-bras sont omis. Elle est divisée en mailles de longueur uniforme. L'autre travée simple est représentée

dans la fig. (50), les contre-bras n'y sont pas indiqués non plus, et les mailles sont également d'une longueur uniforme, à l'exception des deux dernières qui sont la moitié des autres.

Dans la figure (48) qui représente l'ensemble de la travée, les contre-bras sont indiqués par des lignes pointillées.

Les forces verticales, dans les travées simples dont nous venons de parler, sont complètement indépendantes les unes des autres, car rien ne les relie. Les cordes, au contraire, sont toujours communes et les forces agissant sur elles, dans une travée double, seront toujours la somme des forces sur les cordes de chaque travée simple.

Commençons par considérer les forces horizontales ou forces sur les cordes. La force sur M N, par exemple fig. (48), sera la somme des forces sur L N fig. (49) et sur M O fig. (50).

Ainsi nous n'aurons qu'à déterminer les forces dans les travées simples et à les additionner pour obtenir la force agissant sur M N de la travée double. Nous pouvons donc considérer chaque travée simple comme supportant la moitié du poids total, et alors la réaction sur les culées, produite par chaque travée simple, sera $\frac{w}{4}$; il est bien entendu que le poids doit être uniformément distribué sur toute la travée.

Soit l = longueur de la travée.
d = hauteur de la travée.
p = longueur d'une maille de la travée double.
w = poids uniformément distribué sur la travée.
x = la distance de l'extrémité d'une maille à une culée.
H = force sur les cordes.
V = force verticale.

Pour la travée simple, fig. (49), nous avons, d'après l'équation (14), dans notre cas w se changeant en $\frac{w}{2}$:

$$H = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l}. \qquad (40)$$

Cette équation ne sera pas applicable à l'autre travée simple, puisque les deux dernières mailles ne sont que la moitié des autres. Cette travée simple uniforme supportera à la fin de chaque maille des poids égaux équivalents au poids sur une maille, à l'exception des deux panneaux extrêmes dont les parties reposant sur les culées ne supporteront qu'un poids équivalent à une demi-maille.

L'autre travée simple sera aussi chargée de poids égaux équivalents au poids distribué sur une maille, et ne supportera aucun poids sur la culée.

Pour obtenir l'équation de la deuxième travée simple, fig. (50), nous aurons $\frac{w}{4} \times x'$ pour le moment de la réaction sur une culée à une distance x' de cette culée ; le poids sur la travée, entre ce point et la culée, sera $\frac{w}{2l} \times (x' - p)$, p étant la longueur de la dernière maille ; et la distance de son centre de gravité sera $\frac{x'}{2} + \frac{p}{2}$, d'où :

$$H' = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}(x' - p)\left(\frac{x' + p}{2}\right)$$

$$H' = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{4\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l}, \qquad (41)$$

formule donnant la compression sur la corde supérieure, et la tension sur la corde inférieure dans la fig. (50), à un point placé à la distance x' de la culée.

Si x', dans l'équation (41), est égal à M R de la fig. (50), H' donnera la force sur M O et $m\ k$; et si x, dans l'équation (40), est égale à L R de la fig. (49), H donnera la force sur L N et $i\ l$.

Donc la force sur la corde supérieure dans la double travée, dans la partie de la largeur d'une maille, sera égale à la force qui se développe, dans une travée simple, sur la corde supérieure et sur la maille dont l'extrémité est la même que celle de la travée double, plus la force sur la corde supérieure de l'autre travée simple pour la maille qui suit, en allant vers le centre de la travée ; c'est-à-dire, si H et x (fig. 48) sont égaux à H et x dans l'une des travées simples, nous aurons, pour obtenir la force sur la corde de la travée double, à faire dans la valeur de H', qui donne la force sur la corde supérieure dans l'autre travée simple, $x' = x + p$.

Faisant donc dans l'équation (41), $x' = x + p$, et additionnant cette équation ainsi transformée avec l'équation (40), nous aurons :

$$H = \frac{w\ x}{2\ d} - \frac{w\ x^2}{2\,d\,l} - \frac{p\,w\,x}{2\,d\,l} + \frac{p\ w}{4\ d},$$

$$H = \frac{w}{2\ d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{w\ p^2}{8d\ l}. \qquad (42)$$

Pour l'extrémité d'une maille de la double travée commune à la travée simple fig. (50) la force en x', x' étant la distance de l'extrémité de la maille à la culée dans la travée double, sera égale à la force se développant dans la maille fig. (50)

dont l'extrémité est à une distance x' de la culée ajoutée à la force dans l'autre travée simple sur une maille dont l'extrémité est distante de $x' + p$ de la culée. Faisons donc, dans l'équation (40), $x = x' + p$, et additionnons cette équation ainsi changée avec l'équation (41), on obtiendra le même résultat qu'antérieurement, c'est-à-dire l'équation (42), qui donnera la force dans tous les membres de la corde supérieure sur le côté de la culée la plus rapprochée de la maille, à partir de laquelle x est mesuré.

Dans la corde inférieure, la force sur chaque maille de la travée double sera égale à la force sur la maille de la corde inférieure d'une travée simple, dont l'extrémité est au même point, ajoutée à la force sur la corde inférieure de l'autre travée simple sur la maille suivante vers la culée ; ainsi, si nous faisons $x' = x' - p$ dans l'équation (41), ou bien $x = x - p$ dans l'équation (40), et si nous additionnons l'équation ainsi changée avec l'autre sans altération, on aura le résultat suivant :

$$\mathrm{H} = \frac{w\,x}{2\,d} - \frac{w\,x^2}{2\,d\,l} + \frac{p\,w\,x}{2\,d\,l} - \frac{p\,w}{4\,d}$$

$$\mathrm{H} = \frac{w}{2\,d}\left(x - \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{w\,p^2}{8\,d\,l} \qquad (43)$$

équation qui donne la tension sur la corde inférieure.

Considérons maintenant les forces verticales qui se développeront dans cette travée double. Les travées simples étant considérées comme indépendantes, les actions verticales seront aussi indépendantes, et l'équation des forces verticales, dans cette travée simple, sera déduite de l'action de la force horizontale dans cette travée, c'est-à-dire au moyen des équations (40) et (41), d'une manière analogue à ce que nous avons fait antérieurement, et nous aurons ainsi l'équation suivante :

$$\mathrm{V} = \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l}, \qquad (44)$$

qui donne la force verticale dans les travées simples, pour un poids uniformément distribué, u étant la distance au milieu d'une maille d'une des simples travées, et non celle au milieu d'une maille de la travée double. Dans la travée simple de la fig. (50), le centre de la maille à l'extrémité est considéré comme étant sur la culée et la première valeur de u sera 0.

L'effet du poids roulant sur une travée double, diffère de l'effet de ce poids roulant sur une travée simple, puisque les extrémités des mailles, ou la fin d'une simple travée, peuvent être entièrement chargées, sans que la maille suivante, appartenant à la même travée simple, soit sollicitée par une portion du poids ; ainsi

l'effet produit par le poids roulant dans une travée double sera le même que si les différentes portions de ce poids roulant étaient appliquées à l'extrémité de chaque maille.

Par conséquent, appelant w' le poids vif total, nous aurons :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}(l-u)^2,$$

formule qui donnera la plus grande force verticale produite par le poids vif w' sur la travée simple (figure 50). Ainsi, en additionnant cette équation avec l'équation (44), nous aurons :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l} + \frac{w}{4\,l^2}(l-u)^2, \qquad (45)$$

équation donnant la force verticale produite par le poids mort w et par le poids vif w' dans la travée simple (fig. 50).

Dans la travée simple (fig. 49), où u' est la distance de la culée non chargée du centre d'une des mailles de cette poutre, $\frac{w'}{2\,l}(l - u' - p)$ sera le poids sur $(l - u)$; et si nous divisons ce poids par l et le multiplions par $\frac{l - u' + p}{2}$, distance du centre de gravité de la culée chargée, nous aurons :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}[(l-u')^2 - p^2], \qquad (46)$$

pour la force verticale produite par le poids vif.

Si maintenant nous ajoutons cette équation à l'équation (44), représentant la force verticale produite par le poids mort, nous aurons :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u'}{2\,l} + \frac{w'}{4\,l^2}[(l-u')^2 - p^2], \qquad (47)$$

équation qui nous donne la force verticale pour les poids mort et vif dans la simple travée fig. (49).

Exemple. — Fig. (48). Poutre Linville de 16 mailles.

Soit w' = 160 tonnes, le poids du poids vif.
w = 80 tonnes, le poids de la travée.
l = 160 pieds, la longueur de la travée.
d = 20 pieds, la hauteur de la travée.
p = 10 pieds, la longueur d'une maille.
x = la distance de la culée à l'extrémité d'une maille.

u = la distance de la culée au milieu d'une maille de chaque travée simple.

le poids étant placé sur la corde inférieure.

En substituant les valeurs de ces constantes dans l'équation (42), nous aurons :

$$H = \frac{(w' + w)}{2\,d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{(w' + w)}{2\,d\,l}\left(x + \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{(w' + w)\,p^2}{8\,d\,l}\,;$$

$$H = \frac{(160 + 80)}{2 \times 20}\left(x - \frac{10}{2}\right) - \frac{160 + 80}{2 \times 20 \times 160}\left(x + \frac{10}{2}\right)^2 + \frac{(160 + 80)\,10^2}{8 \times 20 \times 160} =$$

$$= 6\,(x + 5) - 0{,}0375\,(x + 5)^2 + 0{,}9375,$$

d'où nous pouvons former le tableau suivant des compressions dans les parties de la corde supérieure.

Valeurs de x...........	10	20	30	40	50	60	70	80
Forces en tonnes........	82,5	127,5	165	195	217,5	232,5	240	240
Compression sur	AB et QR	BC et PQ	CD et OP	DE et NO	EF et MN	FG et LM	GH et KL	HI et IK

Substituant les valeurs des constantes dans l'équation (43), nous aurons :

$$H = 6\,(x - 5) - 0{,}0375\,(x - 5)^2 + 0{,}9375,$$

d'où nous formerons le tableau des tensions sur la corde inférieure :

Valeurs de x......	10	20	30	40	50	60	70
Forces en tonnes..	30	82,5	127,5	165	195	217,5	232,5
Tension sur.......	*bc* et *pq*	*cd* et *op*	*de* et *no*	*ef* et *mn*	*fg* et *lm*	*gh* et *kl*	*hi* et *ik*

Il n'y a pas de forces s'exerçant sur *a b* et *q r*.

En substituant les valeurs des constantes dans l'éq. (45), nous avons :

$$V = \frac{80}{4} - \frac{80\,u}{2 \times 160} + \frac{160}{4 \times (160)^2}\,(160 - u)^2$$

$$V = 20 - 0{,}25\,u + \frac{(160 - u)^2}{640}\,,$$

qui nous permet de former le tableau suivant des compressions dans les bras de la travée simple, fig. (50).

Valeurs de x..........	0	20	40	60	80
Forces en tonnes......	60	45,6	32,5	20,6	10
Compression sur......	A *a* et R *r*	B *b* et Q *q*	D *d* et O *o*	F *f* et M *m*	H *h* et K *k*

En divisant cette même équation par d et en multipliant par la longueur de la tige on aura $V \times 1{,}414$, pour toutes les tiges à l'exception de celles des extrémités pour lesquelles on a $V \times 1{,}118$, nous obtenons pour les tensions sur les tiges fig. (50) :

Valeurs de u.......	0	20	40	60	80	100
Forces en tonnes...	67,1	64,5	46	29,1	14,1	0,9
Tension sur.......	A *b* et R *q*	B *d* et Q *o*	D *f* et O *m*	F *h* et M *k*	H *k* et K *h*	K *m* et H *f*

On remarquera que les quantités multipliant V sont les sécantes des angles faits par les tiges avec la verticale.

V a une valeur négative quand $u = 110$.

En substituant maintenant les constantes dans l'équation (47), nous avons :

$$V = 20 - 0{,}25\, u + \frac{(160 - u')^2 - 100}{640},$$

d'où nous formons le tableau suivant des compressions sur les bras de la travée simple, fig. (49) :

Valeurs de u'..........	10	30	50	70
Forces en tonnes.......	52,5	38,8	26,3	15
Compression sur.......	A *a* et R *r*	C *c* et P *p*	E *e* et N *n*	G *g* et L *l*

La compression totale sur les montants extrêmes, A *a* et R *r* des deux travées simples, est $52,5 + 60 = 112,5$ tonnes.

Multipliant V de l'équation (47) par 1,414, comme antérieurement, nous avons le tableau suivant des tensions sur les tiges de la travée fig. (49) :

Valeurs de *u'*.........	10	30	50	70	90
Forces en tonnes......	74,2	54,9	37,2	21,2	7,1
Tension sur..........	A *c* et R *p*	C *e* et P *n*	E *g* et N *l*	G *i* et L *i*	I *l* et I *g*

La travée double fig. (48) a un nombre pair de mailles, et chaque moitié de cette travée contient aussi un nombre pair de mailles. Si l'on ajoute deux mailles, chaque moitié de la travée contiendra un nombre impair de mailles, et la travée simple fig. (50) sera divisée en mailles d'égale grandeur, tandis que les extrémités de la simple travée fig. (49) deviendront semblables à celles de l'autre travée simple dans l'exemple donné. Chaque travée, cependant, supportera encore la moitié du poids total, et les équations qui donnent la force sur les cordes ne seront pas changées.

Les équations donnant les forces verticales pour le poids vif sont entièrement dépendantes de l'extrémité des travées simples, et l'équation (47) sera applicable à ces travées dont les mailles sont uniformes, c'est-à-dire dont les mailles sont doubles de celles de la travée composée double. L'équation (45) qui donne la force verticale, sera applicable à une simple travée dont les deux mailles extrêmes sont égales à une maille de la travée composée double.

En se reportant aux exemples donnés, on verra que les forces sur les cordes supérieure et inférieure seront toujours égales pour les parties comprises entre deux diagonales.

Travée double (système Linville) contenant un nombre impair de mailles.

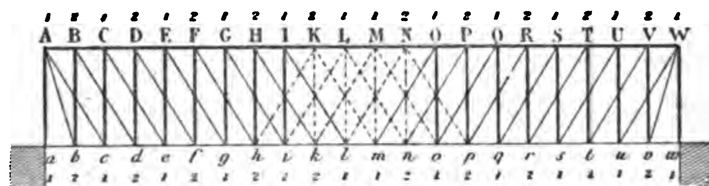


Fig. (51).

La fig. (51) représente une double travée contenant un nombre impair de mailles, dont les contre-bras sont représentés par les lignes pointillées.

Cette travée est composée de deux travées simples, dont les extrémités des mailles sont indiquées, pour l'une d'elles, au moyen des chiffres 1, 1, 1, et dont les extrémités des mailles de la seconde sont indiquées par les chiffres 2, 2, 2. Nous distinguerons ces deux travées simples, par n° 1 et n° 2.

La travée simple n° 1, ayant ses mailles extrêmes entières, peut être considérée comme supportant les poids des deux demi-mailles reposant directement sur les culées, et a, par conséquent, le poids d'une maille en plus que l'autre, c'est-à-dire qu'elle supporte la moitié du poids total et la moitié du poids d'une maille ; tandis que la travée n° 2 supporte la moitié de tout le poids, moins la moitié du poids d'une maille. La travée étant supposée complètement chargée,

Soit l = la longueur de la travée.
d = la hauteur de la travée.
p = la longueur d'une maille de la travée double.
x = les distances de l'une des culées aux extrémités de la maille.
H = la force horizontale sur les cordes.
V = la force verticale.

Le poids sur la travée simple n° 1 étant $\frac{w}{2} + \frac{w\,p}{2\,l}$, la réaction sur chaque culée sera, par conséquent, $\frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} + \frac{w\,p}{2\,l}\right)$, et, comme la travée est divisée en mailles égales, le moment du poids sur chaque segment dont la longueur est x, sera $\frac{1}{2}\left(\frac{w\,x^2}{2\,l}\right)$; d'où nous obtiendrons facilement l'équation :

$$\mathrm{H}\,d = \frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} + \frac{w\,p}{2\,l}\right) x - \frac{w\,x^2}{4\,l},$$

d'où
$$\mathrm{H} = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l} + \frac{w\,p\,x}{4\,d\,l} \tag{48}$$

qui donne la compression sur la corde supérieure de la simple travée n° 1, du côté de la culée à partir de laquelle x est mesurée, aux points 1, 1, 1, etc., et la tension sur la corde inférieure de la même travée du côté des mêmes points.

La réaction de la travée n° 2, sur chaque culée, est $\frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} - \frac{w\,p}{2\,l}\right)$ et le moment du poids, sur chaque segment dont la longueur est x', sera, comme dans la simple travée de la fig. (50) :

$$\frac{1}{2}\left(\frac{w\,x'^2}{2\,l} - \frac{w\,p^2}{2\,l}\right);$$

d'où nous obtiendrons l'équation :

$$\mathrm{H}\,d = \frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} - \frac{w\,p}{2\,l}\right) x' - \left(\frac{w\,x'^2}{2\,l} - \frac{w\,p}{2\,l}\right),$$

d'où
$$\mathrm{H} = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{4\,d\,l} - \frac{w\,p\,x'}{4\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l} \tag{49}$$

qui représente la compression sur la corde supérieure de la travée simple n° 2, du côté de la culée à partir de laquelle x' est mesurée, aux points 2, 2, 2, etc., et la tension sur la corde inférieure du côté des mêmes points.

Il est évident qu'ici, comme dans le cas précédent, la compression sur la corde supérieure de la double travée sera, à chaque point de la maille, la même que celle au même point de l'une des travées simples, ajoutée à la compression dans l'autre travée simple sur la maille la plus rapprochée du centre; et, de même, sur la corde inférieure de la travée double, la tension à chaque point de la maille est égale à la tension au même point de l'une des travées simples, ajoutée à la tension dans l'autre travée simple dans la maille la plus rapprochée de la culée.

Par conséquent, en faisant x' dans l'équation (49) $= x + p$, et en ajoutant l'équation ainsi changée à l'équation (48), nous aurons :

$$\mathrm{H} = \frac{w\,x}{2\,d} - \frac{w\,x^2}{2\,d\,l} + \frac{w\,p}{4\,d} - \frac{w\,p\,x}{4\,d\,l} - \frac{w\,p^2}{4\,d\,l},$$

$$\mathrm{H} = \frac{w}{2\,d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x + \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{50}$$

équation qui nous donne la compression sur les parties de la corde supérieure, du côté de la culée aux points, 1, 1, 1, etc.

Si, maintenant, nous faisons x de l'équation (48) $= x' + p$, et additionnons avec l'équation (49), nous avons :

$$H = \frac{w\,x'}{2\,d} + \frac{w\,p}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{2\,d\,l} - \frac{w\,p\,x'}{2\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l},$$

$$H = \frac{w}{2\,d}\left(x' + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x' + \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,w\,p^2}{8\,d\,l}, \qquad (51)$$

formule exprimant la compression dans les parties de la corde supérieure, sur les points 2, 2, 2, etc., du côté de la culée.

Dans ces équations et dans les suivantes, x ne peut avoir une plus grande valeur que $\frac{l}{2}$, car les travées simples ne sont pas symétriques, comme dans les cas précédents, au-delà du centre.

Faisant x' de l'équation (49) $= x - p$, de l'équation (48), et additionnant, nous aurons :

$$H = \frac{w\,x}{2\,d} - \frac{w\,p}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{2\,d\,l} + \frac{w\,p\,x}{2\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l},$$

$$H = \frac{w}{2\,d}\left(x - \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,w\,p^2}{8\,d\,l}, \qquad (52)$$

qui nous donne la tension sur les membres de la corde inférieure de la double travée, du côté des points de la travée simple n° 1.

Et, en faisant x de l'équation (48) $= x' - p$ de l'équation (49), nous aurons, en les additionnant :

$$H = \frac{w\,x'}{2\,d} - \frac{w\,p}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{2\,d\,l} + \frac{w\,p'x}{2\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l},$$

$$H = \frac{w}{2\,d}\left(x' - \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x' - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \qquad (53)$$

qui indique la tension sur les parties de la corde inférieure de la double travée, du côté du centre aux points de la simple travée n° 2.

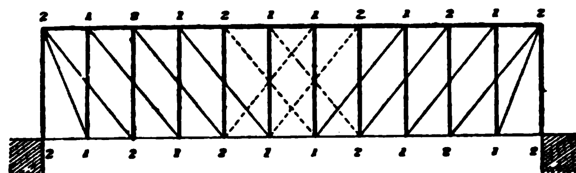


Fig. (52).

Supposons un nombre impair de mailles de chaque côté de la maille du milieu, comme dans la fig. (52), et numérotons les mailles comme nous l'avons fait déjà,

la simple travée n° 1 a maintenant une demi-maille à chaque extrémité, tandis que les mailles extrêmes de la simple travée n° 2 sont semblables aux autres.

La travée n° 1 supporte encore le poids d'une maille en plus que la travée n° 2, mais le moment du poids sur le segment x est :

$$\frac{w\,x^2}{4\,l} - \frac{w\,p^2}{4\,l},$$

d'où
$$H = \frac{w\,x}{4\,d} + \frac{w\,p\,x}{4\,d\,l} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l}, \tag{54}$$

qui est la force horizontale dans la travée simple n° 1.

Le moment du poids sur le segment x' de la simple travée n° 2 est $\frac{w\,x'^2}{4\,d\,l}$, d'où:

$$H = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{4\,d\,l} - \frac{w\,p\,x'}{4\,d\,l}. \tag{55}$$

En suivant le même procédé que précédemment, en substituant et en additionnant, nous obtenons les mêmes résultats, c'est-à-dire, l'équation (50) pour la compression sur la corde supérieure aux points 1, 1, 1, etc. ; l'équation (51) pour la compression sur la même corde aux points 2, 2, 2, etc. ; l'équation (52) pour la tension sur la corde inférieure aux points 1, 1, etc. ; et l'équation (53) pour la tension sur la même corde aux points 2, 2, etc.

Observons que ces équations ne sont pas vraies pour les mailles aux extrémités des poutres simples, mais que les équations (50) et (52) se rapportent aux points de la maille de cette travée simple dont les montants forment la maille du centre, et les équations (51) et (53) se rapportent aux points correspondants dans l'autre simple travée.

On évitera, par conséquent, toute confusion en comptant les mailles à partir du milieu de la travée, d'autant plus que les équations seront simplifiées ; remplaçant dans l'équation (50) x par $\frac{l}{2} - z$, z étant la distance du centre de la travée au même point où x est mesuré, nous avons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{56}$$

représentant les compressions de la corde supérieure aux points de la maille de la travée simple n° 1.

Dans l'équation (51), en remplaçant x' par $\frac{l}{2} - z'$, nous avons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{57}$$

pour les compressions de la corde supérieure aux points de la maille de la simple travée n° 2.

Dans l'équation (52), en remplaçant x par $\frac{l}{2} - z$, nous avons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z + \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{58}$$

représentant les tensions dans la corde inférieure aux extrémités des mailles de la simple travée n° 1.

Et, dans l'équation (50), en remplaçant x' par $\frac{l}{2} - z'$, nous avons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z + \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{59}$$

donnant les tensions de la corde inférieure, aux extrémités des mailles de la simple travée n° 2.

Sous un poids uniformément distribué, les forces verticales, dans une simple travée, ne sont pas affectées par les forces verticales dans l'autre travée, et les équations doivent être par conséquent déduites, comme précédemment, des équations des forces horizontales de la travée simple.

Des équations (48) ou (54), nous obtenons pour la simple travée n° 1 :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l} + \frac{w\,p}{4\,l}. \tag{60}$$

De l'équation (49) ou de l'équation (55), nous avons pour la simple travée n° 2 :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u'}{2\,l} - \frac{w\,p}{4\,l}; \tag{61}$$

u et u' sont les distances aux milieux des mailles des simples travées, et, chaque fois qu'une travée simple commence par une demi-maille, u et u', dans l'équation qui correspond à cette travée, doivent être faits égaux à 0. On doit remarquer que les équations des forces verticales dues au poids mort, comme les équations des forces horizontales de la travée composée, ne sont pas vraies pour les terminaisons des travées simples, mais seulement dans leur application à chaque travée simple pour les bras des mailles intermédiaires.

Si la différence dans les valeurs successives de u et u' est constante quand ces quantités excèdent $\frac{l}{2}$, chacune d'elles représentera alors les distances aux centres

des mailles de l'autre travée simple, c'est-à-dire que $\left\{ \begin{matrix} u \\ u' \end{matrix} \right\}$ des équations $\left\{ \begin{matrix} 60 \\ 61 \end{matrix} \right\}$ indiquant la distance d'une des culées au centre de chaque maille de la travée simple $\left\{ \begin{matrix} 1 \\ 2 \end{matrix} \right\}$, quand ces valeurs sont moindres que $\frac{l}{2}$, deviendront la distance de la même culée au centre de chaque maille de la travée simple $\left\{ \begin{matrix} 2 \\ 1 \end{matrix} \right\}$, quand ces valeurs sont plus grandes que $\frac{l}{2}$.

En outre, quand u ou u' devient plus grand que $\frac{l}{2}$, l'équation à laquelle il appartient donne la force verticale dans l'autre travée simple, ou celle aux centres des mailles dont u ou u' représente alors les distances; c'est-à-dire que les équations $\left\{ \begin{matrix} 60 \\ 61 \end{matrix} \right\}$, quand $\left\{ \begin{matrix} u \\ u' \end{matrix} \right\}$ est plus grand que $\frac{l}{2}$, donnent la force verticale dans la travée simple n° $\left\{ \begin{matrix} 2 \\ 1 \end{matrix} \right\}$ passant à la culée opposée à celle de laquelle $\left\{ \begin{matrix} u \\ u' \end{matrix} \right\}$ est mesuré. Pour l'équation (60) :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u - \frac{p}{2}\right),$$

et devient, quand u est plus grand que $\frac{l}{2}$ et conséquemment égal à $l - u'$, on aura :

$$V = -\left\{\frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u' + \frac{p}{2}\right)\right\},$$

soit, la même valeur que dans l'équation (61). Quand u' est mesuré, comme l'indique le signe —, de la culée opposée, l'équation (61) est changée d'une façon analogue.

On voit, en examinant la fig. (51), que le poids roulant, avant d'atteindre le centre de la travée, transmet la portion de son poids qui est supportée par la culée la plus éloignée au travers des contre-bras, de l'une des simples travées à l'autre simple travée.

La moitié d'une travée simple étant ainsi en rapport avec la moitié opposée de l'autre travée, nous avons deux travées simples dans cette même travée double, qui sont différentes des premières travées simples, et, dans leur action verticale sous un poids mouvant, entièrement indépendantes l'une de l'autre ; elles sont représentées dans les fig. (53 et 54).

Chacune de celles-ci est l'autre renversée. Dans ce cas, comme dans toute combinaison de simples travées, n'importe quel nombre de mailles, dans chaque

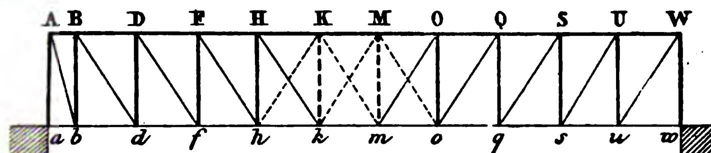


Fig. (53).

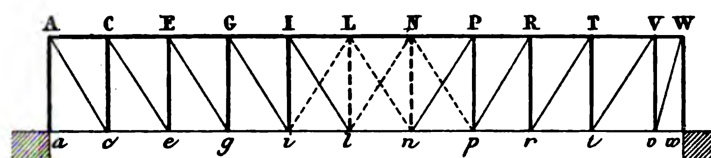


Fig. (54).

travée simple, s'étendant d'une extrémité, peuvent être considérés comme entièrement chargés, sans transmettre aucun poids sur une maille en dehors du poids.

Supposons que le poids mouvant s'étende à une distance quelconque de l'extrémité $\left\{\begin{matrix}\text{gauche}\\ \text{droite}\end{matrix}\right\}$ de la travée de la fig. $\left\{\begin{matrix}53\\ 54\end{matrix}\right\}$ ou de la culée sur laquelle repose l'extrémité d'une demi-maille de la travée simple, alors :

$$V = \frac{w'\,(l - u)^2}{4\,l^2}$$

indique la réaction de la culée opposée et la plus grande force verticale à un point quelconque du poids mouvant qui passe à la culée non chargée, w' étant le poids du poids mouvant entier. Mais si le poids s'étend de la culée opposée ou de celle sur laquelle est appuyée l'extrémité d'une maille entière de l'une de ces travées, alors l'équation (46) :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}\,[(l - u)^2 - p^2],$$

donnera la réaction de la culée opposée et la plus grande force verticale.

L'application de ces équations est restreinte à la longueur de la maille extrême de la travée simple sur laquelle le poids commence à agir, et elles ne sont pas vraies pour la longueur de la maille à l'autre extrémité de cette simple travée. Et puisque chaque simple travée est terminée par une maille entière et par une demi-

maille, l'une et l'autre des équations des efforts dus au poids mouvant peut être ajoutée à l'une et à l'autre des équations des efforts dus au poids mort de la simple travée. Il n'y a donc aucune difficulté pour déterminer comment l'addition doit être faite dans chaque cas.

Si le poids mouvant s'étend de l'extrémité de la demi-maille des travées des fig. (53) et fig. (54), et couvre plus de la moitié de la travée, alors il est clair que $\frac{w'(l-u)^2}{4l^2}$ doit être ajouté à l'équation de la travée simple qui a une maille entière à son extrémité, puisque ce sont les bras de cette travée qui transmettent la force $\frac{w'(l-u)^2}{4l^2}$ à la culée non chargée ; et si le poids couvre moins que la moitié de la travée, alors $\frac{w'(l-u)^2}{4l^2}$ agit sur les bras de l'autre travée simple, entre l'extrémité du poids et le centre de la travée. D'où nous avons cette règle fort simple : $\frac{w'(l-u)^2}{4l^2}$ doit être ajouté à l'équation de cette travée simple dont les extrémités ont une maille entière.

De même on peut démontrer que $\frac{w}{4l^2}[(l-u)^2-p^2]$ doit être ajouté à l'équation de la travée simple dont les extrémités sont formées d'une demi-maille.

Exemple. — Soient, dans la (fig. 51) :
l = 210 pieds, longueur de la travée.
d = 20 pieds, hauteur de la travée.
p = 10 pieds, longueur d'une maille.
w = 105 tonnes, poids mort.
w' = 210 tonnes, poids vif.

Puisque la travée simple n° 1 a à ses extrémités des mailles entières, nous avons :

$$V = \frac{w'(l-u)^2}{4l^2} + \frac{w}{4} - \frac{w}{2l}\left(u - \frac{p}{2}\right), \qquad (62)$$

pour le maximum des forces verticales sur les bras de cette travée et sur les contre-bras de la travée n° 2.

En substituant les valeurs données dans l'équation (62), nous avons :

$$V = \frac{210\,(210-u)^2}{4 \times (210)^2} + \frac{105}{4} - \frac{105}{2 \times 210}\left(u - \frac{10}{2}\right),$$

$$V = \frac{(210-u)^2}{840} + 26{,}25 - 0{,}25,\ (u-5),$$

ce qui nous donne le maximum des efforts sur les pièces soumises à la pression.

Pour obtenir la tension sur les tiges, l'équation (62) doit être multipliée par 1.414. sécante de l'angle fait par les tiges avec les verticales; d'où nous pouvons former le tableau suivant :

Valeurs de x........	10	30	50	70	90	110	130
Forces en tonnes....	75	58,6	45,5	33,3	22,1	11,9	2,6
Compression sur.....	W w et A a	U u et C c	S s et E e	Q q et G g	O o et I i	M m et L l	K k et N n
Forces en tonnes....	106,1	82,9	64,3	47,1	31,2	16,8	3,7
Tension sur.........	W w et A c	U s et C e	S q et E g	Q o et G i	O m et I l	M k et L n	K h et N p

Les forces dans les bras extrêmes, c'est-à-dire, les derniers montants et les tiges qui y sont attachées sont déterminées comme suit dans ce tableau et celui qui suivra : on voit en se reportant à la travée double avec un nombre pair de mailles, que l'effort sur les tiges extrêmes de chaque travée simple est le même que s'il avait été déduit de l'équation verticale du poids constant, avec $w' + w$ substitué à w, ou le même qu'alors que la poutre est entièrement chargée. Cela vient de ce que les travées simples sont entièrement indépendantes l'une de l'autre, même dans leur action verticale sous un poids total ou partiel. Mais, dans le cas qui nous occupe, quand la travée est partiellement chargée, la moitié d'une des travées simples est réunie par ses contre-bras à la moitié opposée de l'autre travée simple, et les forces se produisent plus ou moins sur ces contre-bras, jusqu'à ce que les moitiés opposées de la même travée simple soient entièrement chargées ; alors les contre-bras sont délivrés et l'équation du poids roulant n'est plus applicable. Il résulte, dans ce cas, que les plus grandes forces sur les bras extrêmes, qui se produisent quand la travée est entièrement chargée, doivent être déterminées par les équations (60) et (61) du poids constant vertical de la travée simple, w dans ces équations étant changé en $w' + w$.

Puisque la travée simple n° 2 a à ses extrémités des demi-mailles, nous avons :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}\left[(l - u')^2 - p^2\right] + \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}(w' + p), \qquad (63)$$

pour le maximum des forces verticales sur tous les bras de cette simple travée, et dans les contre-bras de la travée simple n° 1.

Et en substituant les constantes dans l'équation (63), nous avons :

$$V = \frac{210}{4 \times (210)^2}\left[(210 - u')^2 - (10)^2\right] + \frac{105}{4} - \frac{105}{2 \times 210}\left(u' + \frac{10}{2}\right),$$

$$V = \frac{(210 - u')^2 - 100}{840} + 26{,}25 - 0{,}25\,(u' + 5),$$

qui nous donne le maximum des forces sur les montants ; quant aux forces sur les tiges, nous devons multiplier l'équation (63) par 1,414, comme nous l'avons fait déjà, excepté pour les tiges extrêmes qu'il faut multiplier par 1,118 (la sécante de leur angle) ; d'où nous pouvons former le tableau suivant :

Valeurs de *u'*.......	0	20	40	60	80	100	120
Forces en tonnes....	75	62,9	49,3	36,7	25	14,4	4,5
Compression sur.....	W *w* et A *a*	V *v* et B *b*	T *t* et D *d*	R *r* et F *f*	P *p* et H *h*	N *n* et K *k*	L *l* et M *m*
Forces en tonnes....	83,9	88,9	67,7	51,9	35,4	20,2	6,4
Tension sur.........	W *v* et A *b*	V *t* et B *a*	T *r* et D *f*	R *p* et F *h*	P*n* et H *k*	N *l* et K *m*	L *i* et M *o*

On observera que les montants L *l* et M *m* sont communs aux deux travées, et sont soumis à une plus grande force (équation 62), et que K *k* et N *n* sont aussi communs, mais soumis à une plus grande force (équation 63), quand le plus long segment est chargé. La compression exercée sur les montants extrêmes A *a* et W *w* par le poids mouvant 75 + 75 = 150 tonnes, est la somme des forces dans les travées simples.

Exemples et applications des formules précédentes.

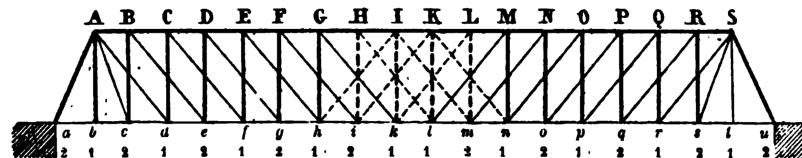


Fig. (55).

Le pont de Quincy (fig. 55), dont nous parlons plus loin, nous offre une excellente occasion pour l'application des formules qui précèdent dans sa plus grande

travée, qui est divisée en un nombre pair de mailles, dont les mailles extrêmes diffèrent l'une de l'autre, et présente probablement l'exemple le plus compliqué d'une double travée.

Soit l = 247 pieds, longueur de la travée.
d = 26 pieds, hauteur de la travée.
p = 13 pieds, longueur d'une maille.
w = 198,150 livres, poids de la travée uniformément distribué.
w' = 328,750 livres, poids du poids vif entier uniforme.

Dans ce cas, les nœuds des mailles de la travée simple n° 1, dont les bras forment la maille du centre, sont K, l, M, n, O, p, Q, r, S et t, à la droite du centre ; et à la gauche I, k, G, h, E, f, C, d, A et b ; les autres sont ceux de la travée simple n° 2. Dans la corde supérieure, l'uniformité de la double travée s'étend de A à S, et dans la corde inférieure de c à s ; les équations (56, 57, 58, 59) s'appliqueront par conséquent entre ces points pour les forces horizontales ; de a à c et de s à u, la tension horizontale est facilement trouvée au moyen du moment de la réaction de la culée vers A ou S. Cette tension étant maximum quand $\frac{w'+w}{2}$ est la réaction sur la culée, nous avons, en retranchant le poids de la demi-maille sur la culée :

$$H = \frac{w\,p}{2\,d} - \frac{w\,p^2}{2\,d\,l}, = \frac{(w'+w)\,p}{2\,d} - \frac{(w'+w)\,p^2}{2\,d\,l},$$

soit la force sur $a\,c$ et $u\,s$.

En substituant les valeurs des constantes dans l'équation (56), w étant égal à $w'+w$, nous avons :

$$H = \frac{(328{,}750 + 198{,}150) \times 247}{8 \times 26} - \frac{328{,}750 + 198{,}150}{2 \times 26 \times 247}$$

$$\left(z - \frac{13}{2}\right)^2 \frac{(328{,}750 + 198{,}150)\,13^2}{8 \times 26 \times 247} =$$

$$= 623{,}961 - 41{,}023\,(z - 6{,}5)^2.$$

Ici z est la distance du centre de la maille, et, comme cette équation appartient à la travée simple n° 1, les différentes valeurs de z sont 6,5 ; 32,5 ; 58,5 ; 84,5 et le total des compressions, donnés par la substitution de ces différentes valeurs de z dans l'équation, est contenu dans la partie de la corde supérieure, du côté de la culée à partir de laquelle z est mesuré.

Substituant les valeurs des constantes dans l'équation (57), nous avons :

$$H = 630{,}894 - 41{,}023\,(z - 6{,}5)^2$$

z est ici la distance du centre aux nœuds des mailles de la travée simple n° 2, et ses valeurs sont conséquemment 19,5 ; 45,5 ; 71,5 et 97,5. En les substituant dans l'équation, nous obtenons la compression sur la partie de la corde supérieure vers la culée située du côté de l'extrémité de z.

L'équation (58) devient :

$$H = 630,894 - 41,023\ (z + 6,5)^2$$

et indique la tension sur la corde inférieure aux sommets des mailles du côté du centre de la travée simple n° 1, les valeurs de z étant 6,5 ; 32,5 ; 58,5 et 84,5.

L'équation (59) devient enfin :

$$H = 653,961 - 41,023\ (z + 6,5)^2$$

et indique la tension sur la corde inférieure aux sommets des mailles du côté du centre de la travée simple n° 2, et les valeurs de z sont 19,5 ; 45,5 ; 71,5 et 97,5.

Les totaux des forces sur la corde inférieure sont les mêmes que ceux des forces sur la corde supérieure entre les mêmes bras inclinés, et, conséquemment, les équations établies pour la corde inférieure suffisent dans ce cas pour obtenir la force sur *c d* et *r s*.

De ces équations, et en substituant les différentes valeurs de z, nous pouvons former le tableau suivant des forces dans les cordes :

Valeurs de z.....	6,5	19,5	32,5	45,5	58,5	71,5	84,5	97,5	
Forces en livres..	623,961	623,961	596,229	568,498	513,035	457,571	374,377	291,182	
Compression sur..	HI, IK et KL	GH et LM	FG et NM	EF et NO	DE et OP	CD et PQ	BE et QR	AB et RS	
Forces en livres..	623,961	596,229	568,498	513,035	457,571	374,377	291,182	180,256	124,792
Tension sur......	*ki*	*ik* et *lm*	*hi* et *mn*	*gh* et *no*	*fg* et *op*	*ef* et *pq*	*de* et *qr*	*cd* et *ps*	*ab*, *bc*, *st* et *tu*

Le poids est sur la corde inférieure ; par conséquent, les montants ont la même force verticale que celle des tiges, aux extrémités desquelles ils sont fixés.

Dans la figure, les contre-bras nécessaires à cause des effets du poids roulant sont indiqués par les lignes pointillées. Il existe des contre-bras à chaque nœud de la corde inférieure, excepté en *b* et *t*.

Quand le poids roulant couvre une partie de la travée, b et t peuvent être considérés comme appartenant à la travée simple n° 1.

Alors dans ce cas, cette travée simple a ses mailles extrêmes de la moitié de la longueur des autres, et elle est réunie au milieu avec la travée simple n° 2 par les contre-bras ; le maximum de la force verticale dans les bras de cette dernière travée, quand u est moindre que $\frac{l}{2}$, et dans les contre-bras de la travée simple n° 1, quand u est plus grand que $\frac{l}{2}$, est, en raison du poids roulant :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}(l-u)^2,$$

u étant, comme auparavant, la distance de la culée au centre de la maille dans laquelle se trouvent les bras dont les forces doivent être déterminées ; et, en ajoutant à l'équation (61), nous avons pour la force verticale totale :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}(l-u)^2 + \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u + \frac{p}{2}\right). \tag{64}$$

La partie du poids roulant supportée par les points b et t peut être considérée comme appartenant à chaque travée simple ; puisque pour b la distance à la culée la plus rapprochée est p, il est évident que la réaction de la culée la plus éloignée est $\frac{w'\,p^2}{l^2}$. Quand le poids commence à agir sur la travée simple n° 2, qui a ses mailles extrêmes uniformes, la force verticale du poids mouvant en résultant est le second membre de l'équation (45) $\frac{w'}{4\,l^2}[(l-u')^2 - p^2]$, auquel nous devons ajouter $\frac{w'\,p^2}{l^2}$ et la force due au poids constant, équation (60), ce qui nous donne :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}[(l-u')^2 - p^2] + \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u' - \frac{p}{2}\right), \tag{65}$$

qui représente le maximum total des forces verticales dans les bras de la travée simple n° 1, quand u' est moindre que $\frac{l}{2}$, et dans les contre-bras de la travée simple n° 2, quand il est plus grand que $\frac{l}{2}$.

L'ambiguïté, quant aux poids sur les points b et t, rend nécessaire de prévoir un léger excès de force sur une travée simple, et cela vient de ce que la symétrie de la travée est rompue en ces points.

En substituant les valeurs données dans l'équation (64), nous avons :

$$V = \frac{328,750}{4 \times (247)^2}\left(247 - u\right)^2 + \frac{198,150}{4} - \frac{198,150}{2 \times 247}(u \times 6,5),$$

$$V = 1,347\,(247 - u)^2 + 49,537,5 - 401,1\,(u + 6,5),$$

qui est la compression sur les montants de la travée simple n° 2 et la composante verticale de la tension sur les tiges, V × 1,414 donne la valeur de cette dernière. D'où nous avons le tableau suivant des forces dans les bras et tiges de cette travée :

Valeur de *u*	13	39	65	91	117	143
Forces en livres....	124,016	89,564	65,477	43,211	22,765	
Compression sur...	S *u* et A *a*	R *s* et B *c*	P *q* et D *e*	N *o* et E *g*	L *m* et H *i*	
Forces en livres....	124,016	126,643	95,584	61,100	32,189	5,858
Tension sur......	S *s* et A *c*	R *q* et B *e*	P *o* et D *g*	N *m* et F *i*	L *k* et H *i*	I *h* et K *n*

La compression sur A *a* et S *u* et la tension sur A *c* et S *s* sont tirées des équations relatives au poids constant; w est fait égal à $w' + w$ et multiplié par 1,118, la sécante de l'angle de ces deux bras. Quand $u = 130$, la force en I *k* et K *l* est moindre que quand le segment opposé de la travée est chargé.

Substituant les valeurs des constantes dans l'équation (65), nous avons :

$$V = \frac{328,750}{4 \times (247)^2}\left[(247 - u)^2 + 3\,(13^2)\right] + \frac{198,150}{4} - \frac{198,150}{2 \times 247}(u - 6,5),$$

$$V = 1,347\,(l - u)^2 + 50,220 - 401,1\,(u - 6,5),$$

qui est la compression dans les montants de la travée simple n° 1, et la composante verticale de la tension dans les tiges; V × 1,414 donne la valeur de cette tension; d'où nous avons le tableau suivant des forces sur les bras et tiges de cette travée :

Valeur de *u*..........	26	52	78	104	130
Forces en livres.......	124,016	83,190	60,013	38,658	19,122
Compression sur......	S *u* et A *a*	Q *r* et C *d*	O *p* et E *f*	M *n* et G *h*	K *l* et I *k*
Forces en livres.......	156,850	117,731	84,858	54,662	26,028
Tension sur..........	S *r* et A *d*	Q *p* et C *f*	O *n* et E *h*	G *k* et M *l*	K *i* et I *m*

Comme la compression sur S *u* et A *a* vient des deux travées simples, nous avons pour son montant total : 124,016 + 124,016 + 27,732 × 1.118 = 279,035 livres.

La tension sur A *b* et S *t* est due au poids d'une maille, 27,732 livres.

Tous les contre-bras nécessaires dans cette travée sont : I *h*, I *m*, K *i*, K *n*, L *k*, H *l*, H *i*, I *k*, K *l* et L *m*.

Pour le cas de travées triple et quadruple on suivra la même marche. Nous croyons inutile d'établir les formules qui s'y rapportent.

Travées dont les montants et les tiges sont également inclinés (système Warren) et qui supportent un poids vif et un poids mort.

1er Cas. — Travée simple.

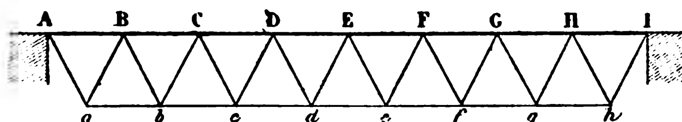


Fig. (56).

Forces sur les cordes. — Ce qu'on appelle généralement une poutre Warren (fig. 56) peut servir d'exemple pour une travée supportant le poids sur la corde supérieure. Dans ce cas, les moments peuvent être pris par rapport aux joints des mailles de la corde supérieure pour obtenir la tension sur les éléments de la corde

inférieure correspondant verticalement à ces points, et, puisque le poids peut être considéré comme concentré en ces points, nous aurons :

$$H = \frac{w\,x}{2\,d} - \frac{w\,x^2}{2\,d\,l},$$

pour le maximum de la force horizontale. Cette équation n'est applicable qu'à la corde inférieure. Quant à la force sur la corde supérieure, les moments doivent être pris autour des nœuds des mailles dans la corde inférieure.

Soit x' la distance horizontale d'une culée à l'une quelconque des extrémités d'une maille de la corde inférieure, w le poids total uniforme, nous pouvons former l'équation :

$$H' = \frac{w\,x'}{2\,d} - \frac{w\,x'^2}{2\,d\,l} - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \qquad (66)$$

qui représente les compressions sur les parties de la corde supérieure, opposées aux nœuds de la maille de la corde inférieure, à la distance x' de la culée.

Forces verticales produites par un poids constant. — L'équation (14) qui donne la tension de la corde inférieure donne aussi la compression sur la corde supérieure, à l'extrémité de x; c'est-à-dire la compression résultante des forces sur les bras et toute la partie de la corde d'un même côté de ce point. De même, l'équation (66) donne la tension aux points sur la corde inférieure. Par conséquent, si la première est la force en F, qui se produit en même temps sur *e f*, et si la seconde est la force en *f*, qui se produit en même temps sur F G, la différence entre les deux sera la composante horizontale de la force sur le bras F *f*, et sa composante verticale peut être obtenue en multipliant par $\frac{x - x'}{d}$

En effectuant cette opération, nous obtenons pour la différence entre les équations (14) et (66), ou pour la composante horizontale de la force sur le bras :

$$H - H' = \frac{w}{2\,d}(x - x') - \frac{w}{d\,l}(x - x')\,\frac{x + x'}{2} + \frac{w\,p^2}{8\,d}.$$

Puisque $p = 2\,(x - x')$, nous avons, d'après l'équation ci-dessus :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w}{l}\left(\frac{x + x'}{2} - \frac{p}{4}\right); \qquad (67)$$

et, comme $x = x' + \frac{p}{2}$, nous aurons :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,x'}{l} \qquad (68)$$

qui est la composante verticale de la force sur F f.

Si l'équation (14) représente ensuite la force en G et est soustraite de l'équation (66), représentant la force en f, nous obtiendrons encore :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,x'}{l},$$

pour la composante verticale de la force en f G. Cette équation est la même que l'équation (18), x' ici étant la même que u, soit la distance de la culée au milieu de la maille qu'on considère.

Forces verticales produites par le poids mouvant. — Ce cas ne comprenant qu'un seul système, un point de la maille ne peut être complètement chargé sans qu'une portion du poids vienne sur le point suivant, et rende ainsi les conditions semblables à celles déjà examinées, et, conséquemment, l'équation (37) s'applique quand la travée est à moitié ou à plus d'à moitié chargée, et l'équation (39), quand elle est moins qu'à moitié chargée.

Exemple. — Supposons que, dans la figure (56) :

l = 80 pieds, longueur de la travée.
d = 5 pieds, hauteur de la travée.
p = 10 pieds, distance entre les points de la maille, sur la même corde.
w' = 80 tonnes, le poids vivant uniforme.
w = 40 tonnes, le poids constant.

En substituant les valeurs de ces constantes dans les équations (14) et (66), nous pouvons former le tableau suivant des forces horizontales :

Valeurs de x	10	20	30	40				
Valeurs de x'					5	15	25	35
Forces en tonnes	105	180	225	240	52,5	142,5	202,5	232,5
Compression sur					A B et H I	B C et G H	C D et F G	D E et E F
Tension sur	*a b* et *g h*	*b c* et *f g*	*c d* et *e f*	*d e*				

Pour le maximum de la force verticale, nous avons, équation (37),

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2\,l\,(l-p)}$$

quand le poids couvre la moitié et plus de la moitié de la travée, et l'équation (39) :

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{w'\left(l - u - \frac{p}{2}\right)^2}{2\,(l-p)^2}$$

quand le poids couvre moins de la moitié de la travée.

Dans ces équations, u est la distance de la culée à un point situé à mi-distance entre les deux extrémités de la maille qu'on considère sur la corde chargée, et les équations donnent les composantes verticales des forces sur les bras entre ces deux points. Tant que V est positif, la pièce, dont l'extrémité à la corde chargée est le plus rapprochée de la culée à partir de laquelle u est mesuré, est une tige, tandis que la pièce, dont l'extrémité à la corde non chargée est le plus rapprochée, est un bras.

Quand les équations sont appliquées aux différents nœuds de la travée, on verra que quelques-uns des éléments, auprès du centre, agissent quelquefois comme bras, et quelquefois comme tiges ; ceux-ci sont dénommés contre-bras.

En substituant les valeurs des constantes, et en multipliant par 1,414, la sécante de l'angle de tous les bras, nous avons le tableau suivant :

Valeur de u........	5	15	25	35	45
Forces en tonnes. ..	74,24	54,03	35,86	19,70	6,85
Compression sur	B *a* et H *h*	C *b* et G *g*	D *c* et F *f*	E *d* et E *e*	F *e* et D *d*
Tension sur........	A *a* et I *h*	B *b* et H *g*	C *c* et G *f*	D *d* et F *e*	E *e* et E *d*

Travée double contenant un nombre pair de mailles.

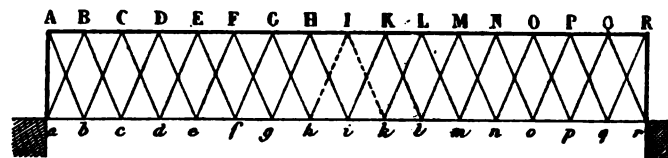


Fig. (57).

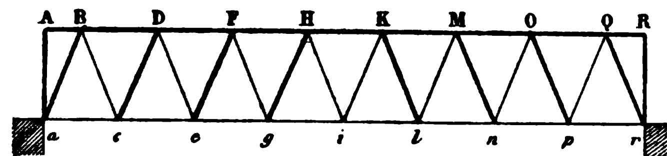


Fig. (58).

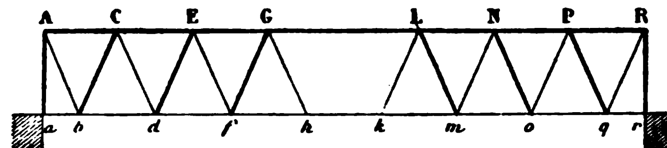


Fig. (59).

La figure (57) représente une travée composée de deux travées simples, figures (58 et 59). Nous appellerons la première travée simple, n° 1, puisque ses bras se rencontrent au centre, et l'autre travée simple, n° 2.

Dans ces figures, les bras qui n'agissent que comme contre-bras sont négligés.

Les forces verticales ou les forces ayant des composantes verticales sont, dans ces travées, entièrement indépendantes les unes des autres; et, comme dans les cas précédents de travées composées, la force horizontale sur une travée composée est la somme des forces sur les travées simples.

Forces horizontales.

Soient l = la longueur de la travée.

d = la hauteur de la travée.

p = la longueur d'une maille.

w = le poids total uniformément distribué.

x, x' etc. = les distances de la culée à un point quelconque des mailles.

Chaque travée simple porte la moitié du poids qui est sur la corde inférieure.

$$H = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l}, \tag{69}$$

qui est la compression sur la corde supérieure dans la partie opposée aux nœuds chargés de la travée simple n° 1, x est la distance à ces points, et :

$$H' = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{4\,d\,l} + \frac{w\,p^2}{4\,d\,l} \tag{70}$$

est la compression sur la corde supérieure vis-à-vis les nœuds chargés de la travée simple n° 2, x' est la distance à ces points. La valeur de H, en x, dans une travée simple, ajoutée à la valeur de H dans l'autre travée simple, donnera le montant de la force horizontale sur la corde supérieure de la travée double entre x et $x + p$, ou sur la partie de la corde supérieure qui est de l'extrémité de x.

Faisant x' de l'équation (70) égal à $x + p$ de l'équation (69), et ajoutant les deux équations, nous avons :

$$H = \frac{w}{2\,d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x + \frac{p}{2}\right) + \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}. \tag{71}$$

et en faisant $x = \frac{l}{2} - z$, nous avons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{w\,p^2}{8\,d\,l} \tag{72}$$

Ici z est la distance du centre de la travée à la culée, et $z - \frac{p}{2}$ est, par conséquent, la distance du centre de la maille de la corde supérieure dont la force est donnée par H.

Si x de l'équation (69) est fait égal à $x' + p$, et que les deux équations (69) et (70) soient additionnées, nous aurons le même résultat, c'est-à-dire l'équation (72) donnera la compression sur toutes les parties de la corde supérieure.

Dans la figure (58) :

$$H = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l} - \frac{w\,p^2}{4\,d\,l}, \tag{74}$$

qui est la tension sur la corde inférieure vis-à-vis les nœuds de la corde supérieure qui correspondent aux valeurs de x.

Dans la figure (59) :

$$H = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l}, \tag{75}$$

qui est la tension sur la corde inférieure vis-à-vis des points de la corde supérieure correspondant aux valeurs de x'.

Dans ce cas, la tension sur une travée simple en x, ajoutée à la tension sur l'autre travée simple, quand $x' = x + p$, donnera la tension sur la partie correspondante de la travée double.

Faisant x de l'équation (75) égale à $x + p$ et ajoutant à l'équation (74), ou en faisant x de l'équation (74) égale à $x' + p$ et en ajoutant à l'équation (75), nous obtiendrons :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{3\,w\,p^2}{8\,d\,l} \qquad (76)$$

pour la tension sur une partie quelconque de la corde inférieure, $z - \frac{p}{2}$ étant la distance du centre de la travée au milieu de la longueur de la maille considérée.

Forces verticales d'un poids constant. — Le dernier cas montre que les équations verticales du poids constant peuvent être déduites des équations horizontales de la travée simple, comme dans les cas précédents ; c'est-à-dire de la différence dans ces équations horizontales s'appliquant à la même corde. Dans le dernier cas, l'équation verticale était obtenue de la différence dans les forces horizontales aux deux extrémités du même bras ; mais on eût pu l'obtenir de même de la différence dans l'équation de la corde supérieure aux deux extrémités de la même maille. Le coefficient était $\frac{p}{2\,d}$; mais, si nous prenons les forces horizontales aux deux extrémités d'une maille de la travée simple, leur différence est juste double de la différence aux deux extrémités d'un bras, parce que, entre les deux poids aux extrémités de la maille chargée, les forces horizontales ou les composantes horizontales des forces sur les deux bras sont égales ; le coefficient sera par conséquent $\frac{p}{d}$, d'où nous avons pour chaque travée simple :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l} \qquad (77)$$

où u est la distance de la culée au centre d'une partie chargée quelconque des travées simples.

Forces verticales d'un poids mouvant. — Sous un poids mouvant, les travées simples présentent les mêmes cas que ceux que nous avons déjà vus ; et l'équation (46) s'applique à cette travée simple qui a une maille entière à l'extrémité, ou dans ce cas, à la fig. (58) ; et l'équation (45) s'applique à la travée simple

qui n'a à ses extrémités que des mailles moitié des autres mailles, ou, dans ce cas, à la fig. (59). Chacune de ces équations doit être ajoutée à l'équation du poids constant.

Exemple. — Supposons que la fig. (57) représente une travée dans laquelle
l = 160 pieds, longueur de la travée,
d = 20 pieds, hauteur de la travée,
p = 10 pieds, longueur d'une maille ou partie de la corde,
w' = 160 tonnes, le poids mouvant,
w = 80 tonnes, le poids constant.
Le poids est sur la corde inférieure.

En substituant les valeurs données ci-dessus dans les équations (72) et (76), nous formons le tableau suivant des forces sur les cordes supérieure et inférieure :

Valeurs de $Z - \frac{p}{2}$	5	15	25	35	45	55	65	75
Forces en tonnes	240	232,5	217,5	195	165	127,5	82,5	30
Compression sur.........	H I et I K	G H et K L	F G et L M	E F et M N	D E et N O	C D et O P	B C et P Q	A B et Q R
Forces en tonnes	236,25	228,75	213,75	191,25	161,25	123,75	78,70	26,25
Tension sur............	*h i* et *i k*	*g h* et *k l*	*f g* et *l m*	*e f* et *m n*	*d e* et *n o*	*c d* et *o p*	*b c* et *p q*	*a b* et *q r*

Pour les forces verticales dans la travée simple n° 1, nous ajoutons l'équation (46) à l'équation (77), et nous multiplions par 1,118, qui est la sécante de l'angle du bras; pour les forces dans la travée simple n° 2, nous additionnons l'équation (45) et l'équation (77) et nous multiplions par 1,118; d'où nous pouvons former le tableau suivant qui nous donnera les forces sur les bras :

VALEURS de *u* dans la travée nº 1	VALEURS de *u* dans la travée nº 2	FORCES EN TONNES	COMPRESSION sur	TENSION sur
	0	67,08		A *b* et R *q*
10		58,69	B *a* et Q *r*	B *c* et Q *p*
	20	52,43	C *b* et P *q*	C *d* et P *o*
30		43,32	D *c* et O *p*	D *e* et O *n*
	40	37,90	E *d* et N *o*	E *f* et N *m*
50		29,35	F E et M *n*	E *g* et M *l*
	60	24.60	G *f* et L *m*	G *h* et L *k*
70		15,55	H *g* et K *l*	H *i* et K *i*
	80	12,75	I *h* et I *k*	I *k* et I *h*
90		5,59	K *i* et H *i*	K *l* et H *g*

La compression totale en A *a* et R *r* est 112,5 tonnes.

Les bras qui agissent comme contre-bras, ou qui sont assujettis à la tension et à la compression, sont I *h*, I *k*, H *i*, K *l*, H *g* et K *i*.

Travée double contenant un nombre impair de mailles.

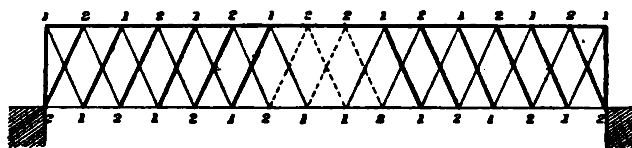


Fig. (60).

Forces horizontales. — Cette travée est composée, comme la précédente, de

deux travées simples dont les mailles sont notées sur la figure de la même manière que précédemment, et les pièces agissant seulement comme contre-bras indiquées par les lignes pointillées.

Procédant ainsi que nous l'avons fait déjà, nous obtenons pour les forces horizontales sur la corde supérieure :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z + \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,w^2 p}{8\,d\,l}, \tag{78}$$

dans cette équation z est la distance du centre aux extrémités des mailles de la travée simple n° 1 sur la corde supérieure et H la force sur la partie du côté de la culée à l'extrémité de z.

$$H' = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' + \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}; \tag{79}$$

z' est la distance du centre aux points de la maille de la travée simple n° 2 dans la corde supérieure, et H′ est la force sur la partie du côté de la culée à l'extrémité de z'.

Dans la corde inférieure,

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right)^2 \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}, \tag{80}$$

z étant la distance aux extrémités des mailles de la travée simple n° 1 sur la corde inférieure, et H la tension sur la partie du côté du milieu de z et

$$H' = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right) - \frac{5\,w\,p^2}{8\,p\,l}, \tag{81}$$

z' étant la distance aux extrémités des mailles de la travée n° 2, et H′ la tension sur la partie du côté du milieu de z'. Dans toutes ces équations, w est le poids uniforme maximum, égal à $w' + w$ des exemples déjà donnés.

Forces verticales dues au poids mort. — L'équation verticale pour un poids constant sur la travée n° 1, est :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u - \frac{p}{2}\right) \tag{82}$$

et, pour le poids constant sur la travée n° 2 :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u' - \frac{p}{2}\right), \tag{83}$$

Forces verticales dues à un poids roulant. — Les équations verticales pour le poids roulant sont les mêmes que dans le cas précédent, et leur application est réglée par les mêmes principes que ceux qui ont été expliqués dans les exemples précédents de travées doubles.

Travée quadruple contenant un nombre pair de mailles.



Fig. (61).

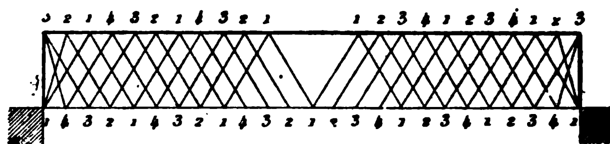


Fig. (62).

En omettant les bras qui sont employés seulement comme contre-bras, et en numérotant les sommets comme nous l'avons fait déjà, nous avons quatre travées simples qu'indique la figure (62).

Forces horizontales. — Dans cette figure, le poids supporté par chaque travée est $\frac{w}{4}$, le poids étant sur la corde inférieure.

En raisonnant comme nous l'avons fait déjà, nous obtenons pour la corde supérieure de la travée simple n° 1 :

$$H = \frac{w\,x}{8\,d} - \frac{w\,x^2}{8\,d\,l}, \tag{84}$$

x étant la distance à un point sur la corde inférieure.

Pour la travée n° 2 :

$$H' = \frac{w\,x'}{8\,d} - \frac{w\,x'^2}{8\,d\,l} + \frac{p\,w\,x'}{4\,d\,l} + \frac{3\,p^2\,w}{8\,d\,l} \qquad (85)$$

Pour la travée n° 3 :

$$H'' = \frac{w\,x''}{8\,d} - \frac{w\,x''^2}{2\,d\,l} + \frac{p^2\,w}{2\,d\,l} \qquad (86)$$

Pour la travée n° 4 :

$$H''' = \frac{w\,x'''}{8\,d} - \frac{w\,x'''^2}{8\,d\,l} - \frac{p\,w\,x'''}{4\,d\,l} + \frac{3\,p^2\,w}{8\,d\,l} \qquad (87)$$

L'examen de cette travée composée montrera que la compression sur chaque partie de la corde supérieure, Q R, par exemple, est égale à la force sur la travée simple au point qui est vis-à-vis R dans la corde inférieure de cette travée, ou, fig. (62) dans la travée simple n° 1 en x, augmentée des forces dans la travée n° 4 en $x + p$, dans la travée n° 3 en $x + 2\,p$, et dans la travée n° 2 en $x - p$. En opérant ces changements dans les valeurs de x', x'' et x''', et en ajoutant alors les équations, nous obtenons, après avoir fait $x = \frac{l}{2} - z$,

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{p^2\,w}{8\,d\,l}. \qquad (88)$$

z est ici la distance du centre aux extrémités des mailles dans la corde supérieure de la travée simple n° 3, et H est la force sur la partie située du même côté que ces points; et la même équation s'appliquera quand z est considéré comme la distance à un point quelconque de la maille considérée dans la corde supérieure de la travée n° 4.

Par un procédé analogue, nous obtenons pour les parties restantes de la corde supérieure :

$$H' = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{9\,p^2\,w}{8\,d\,l}, \qquad (89)$$

z' étant la distance du centre à un point quelconque de la corde supérieure des travées n° 1 et n° 2; H' étant la compression sur la partie située du même côté que ce point.

Dans la corde inférieure on a,

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{15\,p^2\,w}{8\,d\,l}, \qquad (90)$$

qui est la tension dans les parties du même côté du centre aux mêmes points dans la même corde des travées simples n°s 3 et 4, et

$$H' = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{7\,p^2\,w}{8\,d\,l}, \tag{91}$$

qui est la tension sur les parties du même côté du centre aux mêmes points des travées n°s 1 et 2.

Ces équations s'appliquent à toutes les parties des deux cordes, excepté à celles de leurs extrémités; leurs forces seront déduites des équations pour les forces verticales.

Forces verticales sous un poids uniformément réparti. — Des équations horizontales de la travée simple (84, 85, 86 et 87), nous avons pour la travée n° 1 :

$$V = \frac{w}{8} - \frac{w\,u}{4\,l}; \tag{92}$$

pour la travée n° 2, nous avons :

$$V = \frac{w}{8} - \frac{w}{4\,l}\left(u' - p\right); \tag{93}$$

pour la travée n° 3, nous avons :

$$V = \frac{w}{8} - \frac{w\,u''}{4\,l}; \tag{94}$$

et enfin nous avons pour la travée n° 4 :

$$V = \frac{w}{8} - \frac{w}{4\,l}\,(u''' + p). \tag{95}$$

Forces horizontales aux extrémités des cordes. — Les forces sur les parties extrêmes de l'une et l'autre corde sont les forces dans les trois travées simples dont les points viennent sur et à côté de la culée, et, comme la partie de la travée dont le point est sur la culée n'a pas de moment, la force est équivalente aux forces sur les deux travées simples dont les points sont près de la culée. Cette force est très-facilement déduite des équations des forces verticales.

Donc nous obtenons :

$$H = \frac{3\,p\,w}{4\,d} - \frac{p^2\,w}{d\,l} \qquad (96)$$

sur la corde inférieure; et

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} \qquad (97)$$

sur la corde supérieure, quand la travée n° 4 a un point de sa corde inférieure à une distance p de la culée.

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{3\,p^2\,w}{4\,d\,l} \qquad (98)$$

sur la corde inférieure ; et

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{p^2\,w}{4\,d\,l} \qquad (99)$$

sur la corde supérieure, quand la travée n° 1 a un point sur la corde inférieure à une distance p de la culée.

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{2\,p^2\,w}{2\,d\,l} \qquad (100)$$

sur la corde inférieure ; et

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{p^2\,w}{2\,d\,l} \qquad (101)$$

sur la corde supérieure, quand la travée n° 2 a un point de sa corde inférieure à la distance p de la culée.

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{7\,p^2\,w}{4\,d\,l} \qquad (102)$$

sur la corde inférieure ; et

$$H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{3\,p^2\,w}{4\,d\,l} \qquad (103)$$

sur la corde supérieure, quand la travée n° 3 a un point sur la corde inférieure à une distance p de la culée.

Forces verticales dues à un poids roulant. — Les équations déterminées dans le cas de la travée double, avec des montants verticaux et des tiges inclinées, servent de guide pour établir de même celles qui s'appliquent au cas d'une travée quadruple du même système, chargée seulement d'un poids roulant, et l'application de celles-ci se fait d'après les mêmes principes.

Exemple. — Soient, dans la fig. (61),
l = 288 pieds, longueur de la travée,
d = 24 pieds, hauteur de la travée,
p = 12 pieds, longueur d'une maille ou partie de corde,
w' = 288 tonnes, le poids roulant,
w = 144 tonnes, le poids mort de la travée.

Le poids est appliqué à la corde inférieure.

Pour les parties de corde, nous avons recours aux équations (88, 89, 90 et 91), excepté pour les parties extrêmes qui nous sont données par les équations (96 et 97); dans ces équations w est égal à $w' + w$ ou 432 tonnes; donc nous pouvons former le tableau suivant :

VALEURS DE z des éq. (89) et (90)	VALEURS DE z des éq. (88) et (91)	FORCES EN TONNES	COMPRESSION sur	FORCES EN TONNES	TENSION sur
	12			639	*m n* et *n o*
24		648	LM, MN, NO et OP	621	*l m* et *o p*
36		630	K L et P Q	603	*k l* et *p q*
	48	594	I K et Q R	585	*i k* et *q r*
	60	558	H I et R S	540	*h i* et *r s*
72		522	G H et S T	495	*g h* et *s t*
84		468	F G et T U	441	*f g* et *t u*
	96	396	E F et U V	387	*e f* et *u v*
	108	324	D E et V W	315	*d e* et *v w*
120		252	C D et W X	225	*c d* et *w x*
132		162	B C et X Y	135	*b c* et *x y*
		81	A B et Y Z	72	*a b* et *y z*

Pour les efforts sur les bras, on établira facilement le tableau qui suit, en se servant des formules établies pour la travée quadruple, comme celles qui servent pour le cas d'une travée double.

En substituant les valeurs des constantes et en multipliant pour les bras extrêmes par 1,118 et pour tous les autres par 1, 414, nous avons le tableau suivant :

VALEURS de *u* Travée n° 2	VALEURS de *u* Travée n° 3	VALEURS de *u* Travée n° 4	VALEURS de *u* Travée n° 1	FORCES en TONNES	COMPRESSION SUR	TENSION SUR
— 12				60.38	A *b* et Z y	B *a* et Y *z*
	0			76.36	A *c* et Z *x*	
		12		76.36	B *d* et Y *w*	
			24	62.98	C *e* et X *v*	C *a* et X *z*
36				53.03	D *f* et *W u*	D *b* et W *y*
	48			52.32	E *g* et *V t*	E *c* et V *x*
		60		48.78	F *h* et *U s*	F *d* et V *w*
			72	40.57	G *i* et T *r*	G *e* et T *v*
84				33.94	H *k* et S *q*	H *f* et S *u*
	96			31.11	I *l* et R *p*	I *g* et R *t*
		108		28.28	K *m* et Q *o*	K *h* et Q *s*
			120	20.77	L *n* et P *n*	L *i* et P *r*
132				14.85	M *o* et O *m*	M *k* et O *q*
	144			12.73	N *p* et N *l*	N *l* et N *p*
		156		10.61	O *q* et M *k*	O *m* et M *o*
			168	3.8	P *r* et L *i*	P*n* et L *n*

Dans ce tableau L *n*, M *o*, N *p*, O *q*, P *r*, O *m*, N *l*, M *k*, et L *i* sont sujets à la tension et à la compression, ou agissent comme contre-bras. La compression dans les montants extrêmes est la force verticale en *z y* et *z x*, ou 108 tonnes.

TRAVÉES DONT LES CORDES SONT HORIZONTALES ET LES BRAS INCLINÉS, DONT LES TIGES ONT UNE INCLINAISON DIFFÉRENTE DE CELLE DES BRAS, ET QUI SUPPORTENT UN POIDS MORT ÉGALEMENT RÉPARTI ET UN POIDS ROULANT.

Travée double (système Post) dont la corde supérieure est divisée en un nombre pair de mailles.

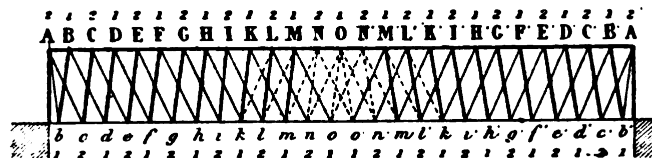


Fig. (63).

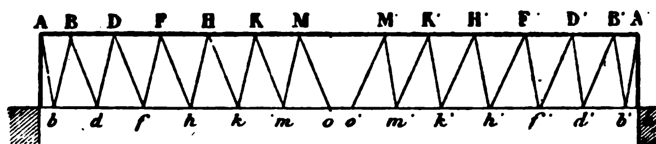


Fig. (64).

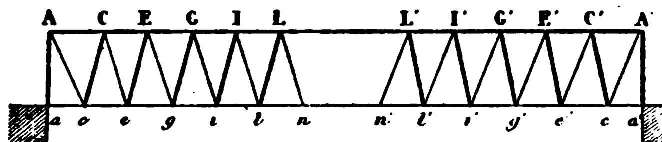


Fig. (65).

Il n'y a guère d'usitée, dans ces conditions, que la poutre Post, fig. (63), dans laquelle les montants se projettent horizontalement sur la moitié d'une maille, et les tiges sur une maille et demie.

Sous l'action du poids total, la travée peut être considérée comme se subdivisant en deux travées simples, dont l'une est représentée dans la fig. (64), et que nous désignerons, comme antérieurement, puisque ses bras se rencontrent au centre, travée n° 1 ; et l'autre, dans la fig. (65), que nous appellerons travée n° 2.

Dans les deux, nous avons omis les contre-bras.

Forces horizontales. — Si le poids total est sur la corde inférieure, la travée n° 1, ayant l'extrémité d'une maille près de la culée, doit être considérée comme supportant le poids qui vient directement sur la culée, et qui est le quart du poids d'une maille, puisque le nœud est à une distance égale à la longueur d'une demi-maille à partir de la culée. Sur le nœud qui est ensuite le plus rapproché de la culée, repose le poids d'une demi-maille d'un côté, et le poids d'un quart de maille de l'autre, ce qui fait, en tout, le poids de trois quarts de maille.

Soient l = la longueur de la travée,
d = la hauteur de la travée,
p = la longueur d'une maille ou d'une portion quelconque de la corde supérieure, Le poids w est sur la corde inférieure.

La travée simple n° 1 porte le poids $\frac{w}{2}+\frac{w\,p}{l}$, et la travée simple n° 2 le poids $\frac{w}{2}-\frac{w\,p}{l}$.

Soit x la distance de la culée à un point quelconque sur la corde inférieure de la travée n° 1 ; le moment de la réaction de la culée est alors $\frac{w\,x}{4}-\frac{w\,p\,x}{2\,l}$, le moment du poids appliqué directement sur la culée, $\frac{w\,p\,x}{4\,l}$, du poids sur le nœud suivant $\frac{3\,p\,w}{4\,l}\left(x-\frac{p}{2}\right)$, et, sur le reste de la travée, $\frac{1}{2}$ de $\frac{w}{l}\left(x-\frac{5\,p}{2}\right)\left(x-\frac{p}{2}\right)$; d'où nous avons :

$$H=\frac{w\,x}{4\,d}-\frac{w\,x^2}{4\,d\,l}+\frac{p\,w\,x}{4\,d\,l}+\frac{p^2\,w}{16\,d\,l}, \qquad (104)$$

représentant les compressions sur les parties de la corde supérieure vis-à-vis les extrémités des longueurs x mesurées sur la corde inférieure.

Prenant les moments par rapport aux sommets de la travée n° 1 sur la corde supérieure aux distances x' de la culée, nous obtenons pour les tensions sur les parties de la corde inférieure de cette travée simple vis-à-vis de ces points,

$$H'=\frac{w\,x'}{4\,d}-\frac{w\,x'^2}{4\,d\,l}+\frac{p\,w\,x'}{4\,d\,l}-\frac{p^2\,w}{8\,d\,l}. \qquad (105)$$

Des moments par rapport aux points de la corde inférieure de la travée simple n° 2, à une distance x'' de la culée, nous déduirons les compressions sur les parties de la corde supérieure vis-à-vis de ces points :

$$H'' = \frac{w\,x''}{4\,d} - \frac{w\,x''^2}{4\,d\,l} - \frac{p\,w\,x''}{4\,d\,l} + \frac{3\,p^2\,w}{16\,d\,l}, \qquad (106)$$

et, pour les parties de la corde inférieure de la même travée, à une distance x''' de la culée vis-à-vis des points correspondants de la corde supérieure :

$$H''' = \frac{w\,x'''}{4\,d} - \frac{w\,x'''^2}{4\,d\,l} + \frac{w\,p\,x'''}{4\,d\,l}\,. \qquad (107)$$

La force sur les parties de la corde supérieure de la double travée est obtenue en faisant $x,\ x''$ des équations (106 et 104) égale à $x''+p,\ x+p$ et en ajoutant l'équation ainsi changée aux équations (104, 106), d'où nous avons pour les compressions sur ces parties, vis-à-vis les points de la corde inférieure de la travée n° 1 :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{p^2\,w}{8\,d\,l}, \qquad (108)$$

x ayant été faite égale à $\frac{l}{2} - z'$.

Pour les compressions sur les parties vis-à-vis des points de la corde inférieure de la travée n° 2, nous aurons en faisant x'' égale à $\frac{l}{2} - z'$:

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{3\,p^2\,w}{8\,d\,l}, \qquad (109)$$

z et z' étant respectivement les distances du centre de la travée aux extrémités de la maille considérée des travées simples n° 1 et n° 2.

La tension sur la corde inférieure de la travée double est trouvée en faisant $x'''\ x'$ des équations (107, 105) égale à $x'+p,\ x'''+p$, et en ajoutant l'équation ainsi changée aux équations (105, 107) ; d'où la force vis-à-vis le point de la corde supérieure de la travée n° 1 est en faisant $x' = \frac{l}{2} - z$:

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{8\,d}{2\,d\,l}\left(z + \frac{p}{2}\right)^2 ; \qquad (110)$$

et, vis-à-vis les points de la corde supérieure de la travée n° 2, en faisant $x''' = \frac{l}{2} - z'$:

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' + \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{p^2\,w}{2\,d\,l}. \qquad (111)$$

Forces verticales dues au poids mort. — Comme dans les autres travées composées, les forces verticales, dans ce cas, sont indépendantes l'une de l'autre et peuvent être déduites des équations horizontales de la corde supérieure des travées simples et sont :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u - \frac{p}{2}\right) \tag{112}$$

pour la travée n° 1, u étant la distance de la culée à un point à mi-chemin entre les nœuds chargés de cette travée simple, et :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u' + \frac{p}{2}\right) \tag{113}$$

pour la travée n° 2, u' étant la distance correspondante dans cette travée.

Forces verticales dues au poids roulant. — Cette travée présente une particularité : les parties des travées simples sont réunies par les contre-bras du même côté du centre. Supposons le point l chargé ; la portion du poids qui est alors portée par la culée de droite est reportée de là par les bras en passant par les points M, m, N, n, jusqu'en O ; de O elle peut passer à o, de là à N' et de là seulement, à travers les bras de la travée simple n° 2, à la culée ; ou de O elle peut passer à o, de là à M et de là seulement, à travers les bras de la travée n° 1, à la culée ; ou bien encore, de O elle peut passer en partie par o et en partie par o' ; mais, comme la plus grande force doit être prévue, chaque travée simple doit être calculée de façon à résister à la force totale qu'elle peut avoir à supporter.

Supposons que w' représente, comme auparavant, le poids roulant, et que le poids partiel s'étende de l'une des culées à une distance $(l - u)$ moindre que $\frac{l}{2}$; u dans ce cas, étant la distance de la culée la plus éloignée au centre d'une maille de la double travée, la réaction de cette culée est, puisque le nœud de la première maille ne peut porter que $\frac{3\,w'p}{4\,l}$:

$$V = \frac{w'}{2\,l^2}\left[(l - u)^2 - \frac{p^2}{4}\right] \tag{114}$$

Ce serait là la force verticale due au poids partiel sur les bras, entre la fin du poids et la culée non chargée, s'il n'y avait pas de force produite par le poids constant de la travée.

Comme cette force (éq. 114) passe de l'extrémité du poids vers le centre, elle rencontre les forces constantes de la travée, éq. (112 et 113), venant du centre, dont la moindre neutralise sa plus grande valeur ; et puisque la force

due au poids roulant passe à travers les contre-bras d'une des travées simples à l'autre, la même force du poids roulant rencontre la force due au poids mort des deux travées simples, différant, sous ce rapport, de son action dans les autres travées composées.

Supposons que chaque nœud de la culée de gauche jusqu'au point m compris, soit complètement chargé; alors l'éq. (114), quand u est la distance de la culée de droite à un point situé à mi-chemin entre m et n, est la portion du poids supportée par la culée de droite. Une partie de cette force, au point I, rencontre la force constante de la travée simple n° 2, et le reste de cette force rencontre la force constante de la travée n° 1, au point m. Si u et u', dans les éq. (112) et (113), deviennent plus grands que $\frac{l}{2}$, et que la différence, dans leurs valeurs successives, soit maintenue constante, chacun représente les distances au centre des mailles inférieures de l'autre travée simple que celle à laquelle il appartenait d'abord, et V, dans chaque équation, devient négative, indiquant ainsi une force verticale venant de la culée à partir de laquelle u et u' sont mesurés. Si u d'une équation est fait égal à $u' + p$ de l'autre équation, et si les équations sont additionnées, nous aurons,

$$\frac{w}{2} - \frac{w}{l}\left(u' + \frac{p}{2}\right) \tag{115}$$

pour le montant de la force verticale due au poids mort qui rencontre la force de l'éq. (114), quand u' est plus grand que $\frac{l}{2}$; (si u de l'autre équation a été changé et les deux ajoutés, l'équation résultante serait la même.)

L'expression (115) est négative, donc la différence entre elle et l'éq. (114) peut être obtenue en les additionnant; donc

$$V = \frac{w'}{2\,l^2}\left[(l-u)^2 - \frac{p^2}{4}\right] + \frac{w}{2} - \frac{w}{l}\left(u' + \frac{p}{2}\right) \tag{116}$$

est, tant qu'elle est positive, une force allant vers la culée à partir de laquelle u est mesuré. Quand elle est négative, elle passe à l'autre culée et cesse d'être utile, car elle indique une force moindre que quand le poids s'étend à la même distance de l'autre culée.

La valeur de u diffère de celle de u', et voici comment: Supposons que le segment de a à m est chargé comme avant, alors u' de la dernière partie de l'équation est la distance de la culée de droite à n, ou au milieu d'une maille d'une travée simple; mais, dans ce cas, u est la distance de la même culée, au centre d'une

maille de la travée double, à mi-chemin entre m et n : d'où $u = u' + \frac{p}{2}$, et l'équation devient :

$$V = \frac{w'}{2 l^2} \left[(l - u)^2 - \frac{p^2}{4} \right] + \frac{w}{2} - \frac{w u}{l} \qquad (117)$$

Cette équation est vraie seulement depuis sa valeur positive jusqu'au centre. Quand le poids couvre la moitié de la travée, la force verticale à la culée non chargée peut prendre trois voies, comme nous l'avons déjà expliqué.

Premièrement, supposons que toute cette force passe entièrement du point o à N, ou de o' à N; alors, puisque $u = \frac{l}{2}$, l'éq. (114) devient :

$$V = \frac{w'}{8} - \frac{p^2 w'}{8 l^2}, \qquad (118)$$

et c'est là la force verticale sur les bras de la travée simple n° 2; et, comme le poids s'éloigne et que les points successifs de cette travée simple deviennent chargés, nous avons pour l'effort qu'ils supportent dans l'espace $\frac{l}{2} - u$:

$$\frac{w'}{4 l^2} \left[(l - u')^2 - \frac{p^2}{4} - \frac{p l}{2} \right] - \frac{w'}{16}; \qquad (119)$$

en ajoutant cette équation à l'éq. (118), nous avons :

$$V = \frac{w'}{4 l^2} \ (l - u')_2 \ + \frac{w'}{16} - \frac{3 p^2 w'}{16 l^2} - \frac{w' p}{8 l} \qquad (120)$$

et, en additionnant encore avec l'éq. (113), nous avons :

$$V = \frac{w'}{4 l^2} \left(l - u' \right)^2 + \frac{w'}{16} - \frac{3 p^2 w'}{16 l^2} - \frac{p w}{8 l} + \frac{w}{4} - \frac{w}{2 l} \left(u' + \frac{p}{2} \right), \qquad (121)$$

qui nous donne le total de la force verticale, ou la composante verticale de la force, dans les bras de la travée simple n° 2, quand le poids couvre plus de la moitié de la travée.

Quand la travée est à moitié chargée, la force de tous les points, excepté de celui le plus rapproché du centre, peut passer à travers les bras de la travée n° 1 jusqu'à la culée non chargée, ou quand $u = \frac{l}{2} + p$, et l'éq. (114) est par conséquent :

$$V = \frac{w'}{8} + \frac{p\,w'}{2\,l} + \frac{3\,p^2\,w'}{8\,l^2}. \qquad (122)$$

Le poids sur les points de la maille de la travée n° 1, dans l'espace $\frac{l}{2} - u$, est :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}\left[(-u)^2 - \frac{p^2}{4} + \frac{p\,l}{2}\right] - \frac{w'}{16} \qquad (123)$$

et, en additionnant avec l'éq. (112), nous avons :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}(l-u)^2 + \frac{w'}{16} - \frac{3\,p\,w'}{8\,l} + \frac{5\,p^2\,w'}{16\,l^2} + \frac{w}{4} - \frac{w}{2\,l}\left(u - \frac{p}{2}\right), \qquad (124)$$

qui représente le maximum des forces verticales dans les bras de la travée n° 1.

Exemple. — Soient, dans la fig. (63),

$l = 312$ pieds, la longueur de la travée,

VALEURS de z dans l'éq. (108)	VALEURS de z dans l'éq. (109)	FORCES EN TONNES	COMPRESSION SUR	VALEURS de z Eq. (110)	Eq. (111)	FORCES EN TONNES	TENSION SUR
6		759,375	NO et ON'	0		759,375	*oo'*
	18	759,375	MN et N'M'		12	745,875	*no* et *o'n'*
30		741,375	LM et M'L'	24		732,375	*mn* et *n'm'*
	42	723,375	KL et L'K'		36	700,875	*lm* et *m'l'*
54		687,375	IK et K'I'	48		669,375	*kl* et *l'k'*
	66	651,375	HI et I'H'		60	619,875	*ik* et *k'i'*
78		597,375	GH et H'G'	72		570,375	*hi* et *i'h'*
	90	543,375	FG et G'F'		84	502,875	*gh* et *h'g'*
102		471,375	EF et F'E'	96		435,375	*fg* et *g'f'*
	114	399,375	DE et E'D'		108	349,875	*ef* et *f'e'*
126		309,375	CD et D'C'	120		264,375	*de* et *e'd'*
	138	219,375	BC et C'B'		132	160,875	*cd* et *d'c'*
150		111,375	AB et B'A'	144		57,375	*bc* et *c'b'*

$d = 24$ pieds, la hauteur de la travée,
$p = 12$ pieds, la longueur d'une maille,
$w' = 312$ tonnes, le poids mouvant,
$w = 156$ tonnes, le poids de la travée.

Pour les forces horizontales sur la corde, nous employons les éq. (108, 109, 110 et 111). En substituant les valeurs des constantes ci-dessus, nous pouvons former le tableau des forces (page 134).

Pour les forces verticales, ou forces ayant des composantes verticales, nous

VALEURS de *u* dans			FORCES EN TONNES	COMPRESSION SUR	FORCES EN TONNES	TENSION SUR
l'éq. (124)	l'éq. (121)	l'éq. (117)				
0					125,27	A *b* et A' *b'*
	6				164,93	A *c* et A' *c'*
18			124,70	B *b* et B' *b'*	151,19	B *d* et B' *d'*
	30		124,37	C *c* et C' *c'*	150,79	C *e* et C' *e'*
42			107,33	D *d* et D' *d'*	125,13	D *f* et D' *f'*
	54		98,20	E *e* et E' *e'*	119,06	E *g* et E' *g'*
66			90,91	F *f* et F' *f*	110,22	F *h* et F' *h'*
	78		82,26	G *g* et G' *g*	99,74	G *i* et G' *i*
90			75,37	H *h* et H' *h'*	91,38	H *k* et H' *k'*
	102	156	67,27	I *i* et I' *i'*	81,56	I *l* et I' *l'*
114		168	60,93	K *k* et K' *k'*	73,88	K *m* et K' *m'*
	126	180	53,23	L *l* et L' *l'*	64,54	L *n* et L' *n'*
138		192	47,37	M *m* et M' *m'*	57,44	M *o* et M' *o'*
			40,16	N *n* et N' *n'*	48,71	N *o'* et N' *o*
					31,44	O *n'* et O *n*
					19,83	N' *m'* et N *m*
					6.27	M' *l'* et M *l*

employons l'éq. (117) pour les contre-bras, quand le poids couvre moins que la moitié de la travée ; l'éq. (124) pour les bras de la travée n° 1, et l'éq. (121) pour les bras de la travée n° 2, quand la travée est plus d'à moitié chargée. Chaque bras doit être proportionné pour la plus grande force à laquelle il doit résister. La force verticale doit être multipliée par 1,031 pour les montants, et par 1,25 pour les tiges, qui sont les sécantes de leurs angles.

Le tableau précédent, page 135, indique les forces sur les bras :

La compression sur les montants extrêmes est de 229,5 tonnes.

L'ambiguité résultant de l'arrangement des montants, au centre, et des contre-bras, peut être entièrement évitée, et le poids divisé entre les deux travées simples, comme nous le démontrons dans le cas suivant :

Supposons la poutre Post, décrite dans le cas précédent, ouverte au centre, de façon que les extrémités supérieures des montants du centre soient séparées de la longueur d'une maille ; et nous avons, en ajoutant les tiges, la travée représentée par la fig. (66).

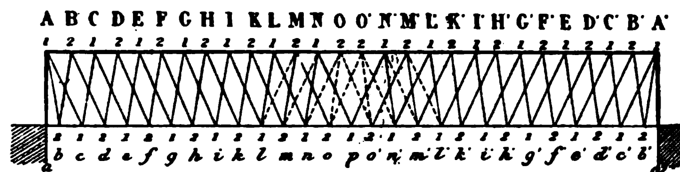


Fig. (66).

Les montants et les tiges ont les mêmes inclinaisons que dans le cas précédent.

Forces horizontales. — Sous l'action d'un poids total uniformément réparti, cette travée peut être séparée, comme précédemment, en deux travées simples dont les nœuds sont indiqués dans la fig. par les numéros 1, 1, etc., et 2, 2, etc.

Soient l = la longueur de la travée,
d = la hauteur de la travée,
p = la longueur d'une maille,
w = le poids total uniforme.

Le poids est sur la corde inférieure.

Comme auparavant, le poids du quart de maille directement sur la culée est considéré comme appartenant à la travée simple dont le dernier nœud est le plus près de la culée. Par conséquent, dans cet exemple, la travée n° 1 porte un poids $\frac{w}{2} - \frac{w\,p}{2\,l}$ et la travée n° 2 un poids $\frac{w}{2} + \frac{w\,p}{2\,l}$.

D'où, en prenant les moments par rapport à un point quelconque de la travée n° 1, sur la corde inférieure, se trouvant à une distance x de la culée, nous obtenons pour la force sur la corde supérieure vis-à-vis ce point :

$$H = \frac{w\,x}{4\,d} - \frac{w\,x^2}{4\,d\,l} + \frac{3\,p^2\,w}{16\,d\,l} \qquad (125)$$

et, pour la corde inférieure, vis-à-vis un point quelconque de la maille de la corde supérieure, à la distance x' de la culée :

$$H' = \frac{w\,x'}{4\,d} - \frac{w\,x'^2}{4\,d\,l} \qquad (126)$$

Des moments autour des points de la travée n° 2, nous tirons pour la portion de la corde supérieure, vis-à-vis un point quelconque de la corde inférieure, à une distance x'' de la culée :

$$H'' = \frac{w\,x''}{4\,d} - \frac{w\,x''^2}{4\,d\,l} + \frac{p^2\,w}{16\,d\,l} \qquad (127)$$

et, pour la partie de la corde inférieure opposée à un point quelconque de la corde supérieure, à la distance x''' de la culée :

$$H''' = \frac{w\,x'''}{4\,d} - \frac{w\,x'''^2}{4\,d\,l} - \frac{p^2\,w}{8\,d\,l} \qquad (128)$$

Ces équations sont les forces sur les cordes des travées simples dues à leurs poids séparés. La force dans la corde supérieure de la travée double, vis-à-vis un point quelconque de la maille de la corde inférieure, est la force sur la corde supérieure de la travée simple, au même point, ajoutée à la force sur l'autre travée simple, au nœud suivant de la maille du côté du centre ; d'où nous obtenons une seule équation pour la corde supérieure :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{p^2\,w}{8\,d\,l} \qquad (129)$$

z étant $= \frac{l}{2} - x$, c'est-à-dire à la distance du centre de la travée au point de la maille de la corde inférieure auquel est opposée la partie dont la force est donnée par cette équation.

Dans la corde inférieure de la travée double, la force en un point quelconque est la force de la travée simple à ce point, ajoutée à la force de l'autre travée simple au nœud de la maille suivante vers la culée, d'où nous obtenons, pour une partie quelconque de la corde inférieure :

$$H = \frac{w\,l}{8\,d} - \frac{w}{2\,d\,l}\left(z' + \frac{p}{2}\right)^2 - \frac{p^2 w}{4\,d\,l}, \tag{130}$$

z' étant $= \frac{l}{2} - x$, la distance du centre de la travée au milieu d'une maille quelconque de la corde inférieure dont la force est donnée par l'équation.

Forces verticales dues au poids mort. — Comme auparavant, nous la déduisons des équations des forces horizontales de la travée simple, et elle est, pour la travée simple n° 1 :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l}, \tag{131}$$

équation dans laquelle u est la distance de la culée à un point quelconque à mi-chemin entre les nœuds d'une maille de la corde inférieure de la travée n° 1; et, pour la travée n° 2, elle est :

$$V = \frac{w}{4} - \frac{w\,u'}{2\,l}. \tag{132}$$

où u' est la distance de la culée à un point à mi-chemin entre les nœuds d'une maille de la corde inférieure de la travée n° 2.

Forces verticales dues à un poids roulant. — Si nous considérons la travée comme à moitié chargée, on verra par la figure que la partie du poids supportée par la culée non chargée, à l'exception de celui sur la maille centrale, passe de la fin du poids à la culée par les bras de la travée simple n° 2. S'il y a moins de la moitié de la travée qui soit chargée, le poids s'étendant d'une des extrémités, la charge supportée par la culée non chargée passe par les contre-bras d'une travée simple à l'autre, jusqu'à ce qu'elle atteigne au centre, au delà duquel elle se rapporte seulement à la travée n° 2, comme nous l'avons vu déjà.

Dans le cas où moins de la moitié est chargée, les conditions sont semblables à celles décrites déjà, et l'équation (114)

$$V = \frac{w'}{2\,l^2}\left[(l - u)^2 - \frac{p^2}{4}\right]$$

donne la force verticale allant à la culée à partir de laquelle u est mesuré, la valeur minima de u étant $\frac{l}{2} + \frac{p}{2}$, et w' étant le poids total.

A cette force il faut ajouter l'équation de la force due au poids mort de la

travée, soit équation $\begin{Bmatrix} 131 \\ 132 \end{Bmatrix}$ ajoutée à l'équation $\begin{Bmatrix} 132 \\ 131 \end{Bmatrix}$ quand $\begin{Bmatrix} u' \\ u \end{Bmatrix}$ est fait égal à $\begin{Bmatrix} u + p, \\ u' + p. \end{Bmatrix}$

D'où

$$V = \frac{w}{2} - \frac{w}{l}\left(u' + \frac{p}{2}\right) \tag{133}$$

et puisque $u' + \frac{p}{2}$ de cette équation est la distance au même point que u de l'équation (114), nous avons, en additionnant ces équations,

$$V = \frac{w'}{2\,l^2}\left[(l - u)^2 - \frac{p^2}{4}\right] + \frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l}. \tag{134}$$

Il est essentiel de se bien pénétrer que u, dans cette équation, est la distance de la culée au centre d'une maille de la travée double, que sa moindre valeur est $\frac{l}{2} + \frac{p}{2}$, et que l'équation ne peut être vraie qu'autant que V est positif.

Quand le poids s'étend depuis une culée jusqu'au delà du centre, nous avons, pour les forces sur les bras de la travée n° 2, la force de l'équation (114) quand $u = \frac{l}{2} + \frac{p}{2}$, ou,

$$V = \frac{w'}{8} - \frac{w'\,p}{4\,l}. \tag{135}$$

Alors, puisque les nœuds successifs de la travée n° 2 deviennent chargés, nous avons, pour la portion du poids passant à la culée non chargée à partir de laquelle u' est mesuré :

$$\frac{w'}{4\,l}\left(\frac{l}{2} - u'\right) + \frac{w}{4\,l^2}\left(\frac{l}{2} - u'\right)^2,$$

qui doit être ajoutée à l'équation (135), et à la force constante de la travée n° 2, équation (132), en sorte que nous avons :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}\left(l - u'\right)^2 + \frac{w'}{16} - \frac{w'\,p}{4\,l} + \frac{w}{4} - \frac{w\,u'}{2\,l}, \tag{136}$$

pour le maximum de force sur les bras de la travée n° 2, dans la maille dont le centre est à une distance u' de la culée.

Jusqu'à ce que le poids roulant, partant de l'une des culées, atteigne le milieu de la travée, il ne produit sur les bras de la travée n° 1, dans la moitié non chargée, aucune force verticale. Comme les points scucessifs vers la culée non chargée viennent sous l'action du poids, nous avons, pour la portion

de poids porté par cette culée et pour la plus grande force verticale due au poids roulant dans la maille de la travée n° 1, jusqu'à laquelle u est mesuré :

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}(l-u)^2 - \frac{w'}{4\,l^2}\left(\frac{l}{2} - p\right)^2 \qquad (137)$$

et, en additionnant avec l'équation (131),

$$V = \frac{w'}{4\,l^2}\ (l-u)^2 - \frac{w'}{4\,l^2}\left(\frac{l}{2} - p^2\right) + \frac{w}{4} - \frac{w\,u}{2\,l}, \qquad (138)$$

qui nous donne le maximum de force dans la travée n° 1.

Il y a une portion du poids sur la travée n° 1, entre le centre et l'extrémité du poids, qui passe à l'autre culée, c'est-à-dire à celle d'où le poids s'étend, dont la force est reprise au centre par les contre-bras.

Exemple. Soient, dans la fig. (66).

l = 324 pieds, longueur de la travée,

d = 24 pieds, hauteur de la travée,

p = 12 pieds, longueur d'une maille,

w' = 324 tonnes, poids mouvant total,

w = 162 tonnes, poids uniforme permanent.

En substituant les valeurs des constantes dans les équations (129) et (130), w de ces équations étant $w' + w$, ou 486 tonnes, nous aurons le tableau suivant des forces :

VALEURS de z dans l'éq. (129)	FORCES EN TONNES	COMPRESSIONS sur	VALEURS de z dans l'éq. (130)	FORCES EN TONNES	TENSION sur
0	820,125	O O'	6	813,375	*o p* et *p' o'*
12	820,125	N O et N' O'	18	779,875	*n o* et *o' n'*
24	811,125	M N et M' N'	30	777,375	*m n* et *n' m'*
36	793,125	L M et L' M'	42	745,875	*l m* et *m' l'*
48	766,125	K L et K' L'	54	705,375	*k l* et *l' k'*
60	730,125	I K et I' K'	66	655,875	*i k* et *k' i'*
72	685.125	H I et H' I	78	596,375	*h i* et *i' h'*
84	631,125	G H et G' H'	90	529,875	*g h* et *h' g'*
96	568,125	F G et F' G'	102	453,375	*f g* et *g' f'*
108	496,125	E F et E' F'	114	367,875	*e f* et *f' e'*
120	415,125	D E et D' E'	126	273,375	*e d* et *d' e'*
132	325,125	C D et C' D'	138	171,875	*c d* et *d' c'*
144	226,125	B C et B' C'	150	57,375	*b c* et *c' b'*
156	118,125	A B et A' B'			

En procédant pour les forces verticales, comme nous venons de le faire pour les forces horizontales, c'est-à dire, en substituant les valeurs des constantes dans les équations (138, 136 et 134), et en multipliant les résultats par 1,25 pour les tiges, et par 1,031 pour les montants, nous aurons, pour les forces sur les bras, le tableau suivant :

Valeur de *u* dans l'éq. (134)...............	168	180	192	204			
Forces en tonnes.......		23,67	14,36	1,20			
Compression sur.......		O *o* et O' *o'*	N *n* et N' *n'*	M *m* et M' *m'*			
Forces en tonnes.......	43,13	28,70	17,41	1,45			
Tension sur...........	*o* O et *o'* O'	*n* O et *n'* O'	*m* N et *m'* N'	*l* M et *l'* M'			
Valeur de *u* dans l'éq. (136)...............	150	126	102	78	54	30	6
Forces en tonnes..	9,28	22,57	36,78	51,89	67,93	84,88	
Compression sur.......	N *n* et N' *n'*	L *l* et L' *l'*	I *i* et I' *i'*	G *g* et G' *g'*	E *e* et E' *e'*	C *c* et C' *c'*	
Forces en tonnes.......	11,25	27,36	44,59	62,91	82,36	102,91	134,59
Tension sur	N *p* et N *p*	L *n* et L' *n'*	I *l* et I' *l'*	G *i* et G' *i'*	E *g* et E' *g'*	C *e* et C' *e'*	A *c* et A' *c'*
Valeurs de *u* dans l'éq. (138)...............	138	114	90	66	42	18	0
Forces en tonnes.......	51,49	65,24	79,90	95,47	111,98	129,39	
Compression sur.......	M *m* et M' *m*	K *k* et K' *k'*	H *h* et H' *h'*	F *f* et F' *f'*	D *d* et D' *d'*	B *b* et B' *b'*	
Forces en tonnes.......	62,43	79,10	96,88	115,75	135,76	156,88	125,27
Tension sur............	M *o* et M' *o'*	K *m* et K' *m'*	H *k* et H' *k'*	F *h* et F' *h'*	D *f* et D' *f'*	B *d* et B' *d'*	A *b* et A' *b'*

La compression totale sur les montants extrêmes est de 238, 5 tonnes.

La compression sur N *n* et N' *n'* est plus grande dans la seconde équation que dans la première.

THÉORIE DES POUTRES, SYSTÈME FINK.

Le système Fink, comme nous l'avons vu déjà, n'est qu'une combinaison de poutres armées, et sa théorie est très-simple.

Considérons la travée A B, fig. (67); on voit clairement que cette poutre ren-

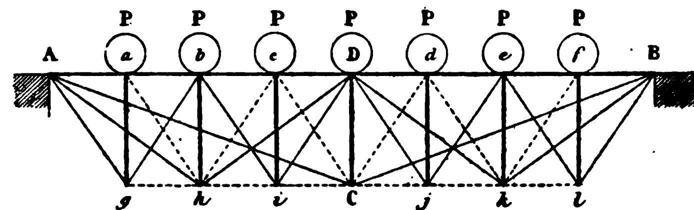


Fig. (67).

ferme trois systèmes différents de poutres armées, soit un premier système A C B, et deux autres A *h* D et D *k* B, puis quatre systèmes moindres A *g b*, *b i* D, D *j e* et *e l* B.

Soit W = le poids uniformément distribué,

L = longueur de la travée,

N = nombre des mailles,

l = longueur d'une maille,

D = hauteur d'une travée,

$P = \frac{W}{N}$ qui sera le poids sur chaque maille.

Supposons maintenant que le poids uniformément distribué est concentré sur chaque extrémité des mailles, c'est-à-dire aux points *a*, *b*, *c*, D, *d*, *e*, *f*, il est évident que le bras D C portera la moitié du poids qui agit sur *c i* et la moitié de celui qui agit sur *b h*, et aussi la moitié du poids agissant sur *d j* et de celui agissant sur *e k* et, par suite, dans le cas que nous considérons, portera 4 P, c'est-à-dire le poids de la moitié de la travée.

Par suite, les bras *b h*, *e k* porteront un quart du poids total ou 2 P, et les bras *a g*, *ei*, *d j*, *f l* porteront un huitième de ce poids, c'est-à-dire P. Il en résulte clairement quels sont les poids sur les montants.

Maintenant, pour trouver la force agissant sur les tirants inclinés et la compression qui se développe sur la corde supérieure, considérons, fig. (68), une simple poutre

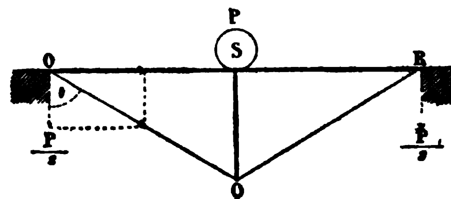


Fig. (68).

armée O Q R, et supposons placé en S un poids P; il est clair que la réaction sur les appuis de cette poutre armée sera $\frac{P}{2}$. Décomposons cette réaction $\frac{P}{2}$ selon O Q et O R, et nous aurons, en appelant Q et H ses composantes, et θ l'angle que le tirant fait avec la verticale :

$$Q = \tfrac{1}{2} P \text{ séc. } \theta,$$
$$H = \tfrac{1}{2} P \text{ tang. } \theta,$$

et, faisant S O $= l$, et S Q $=$ D, nous aurons :

$$\text{tang. } \theta = \frac{OS}{QS} = \frac{l}{D};$$

$$\text{sec. } \theta = \frac{OQ}{SQ} = \frac{\sqrt{OS^2 + QS^2}}{QS} = \frac{\sqrt{l^2 + D^2}}{D};$$

d'où nous aurons :

$$Q = \tfrac{1}{2} P \frac{\sqrt{l^2 + D^2}}{D},$$

$$H = \tfrac{1}{2} P \frac{D}{l}.$$

En appliquant maintenant ces formules à chaque système simple de la fig. (67), il est clair que nous aurons :

pour tension sur A $g = \frac{\sqrt{l^2 + D^2}}{2\,D}$ P = la tension sur $b\,g$, $b\,i$, i D, Dj, $j\,e$, $e\,l$, lB;

pour tension sur A $h = \frac{\sqrt{(2\,l)^2 + D^2}}{2\,D}\,2\,P = \frac{\sqrt{4\,l^2 + D^2}}{D}\,P =$

$=$ tension sur h D, D k, k B ;

pour tension sur A C $= \frac{\sqrt{(4\,l)^2 + D^2}}{2\,D}\,4\,P = \frac{\sqrt{16\,l^2 + D^2}}{D}\,2\,P =$ tension sur C B.

En fait, la compression qui s'exerce sur la corde supérieure est égale dans toute sa longueur et n'est que la somme des pressions s'exerçant sur la corde de chacun des systèmes simples, c'est-à-dire :

$$\text{compression sur la corde supérieure} = \tfrac{1}{2}\,P\,\frac{l}{D} + \tfrac{1}{2}\,2\,P\,\frac{2\,l}{D} + \tfrac{1}{2}\,4\,P\,\frac{4\,l}{D} =$$

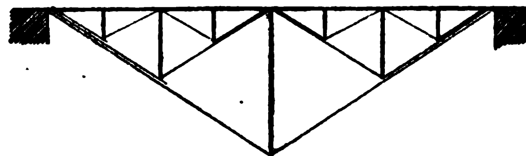
$$= \tfrac{1}{2}\,P\,\frac{l}{D}\,[1 + 4 + 16.....],$$

et, dans le cas qui nous occupe, huit étant le nombre des mailles,

$$\text{la compression sur A B} = 10\,\tfrac{1}{2}\,P\,\frac{l}{D}.$$

Dans la pratique cette poutre a toujours une corde inférieure et est fortement contreventée : quelques-uns la munissent également de contre-tirants, mais cela n'est pas nécessaire. Dans ces poutres, la voie est placée habituellement sur la corde supérieure, cependant on rencontre beaucoup d'exemples où la voie est, au contraire, posée sur la corde inférieure, comme on le verra en se reportant à la pl. XIII (Pont de Grafton).

Quand les portées ne sont pas très-considérables, le système Fink se modifie quelquefois, comme on le voit dans la figure (69).



(Fig. 69).

Ce système est d'une construction simple et, par suite, facile ; il peut être très-avantageux, si les pièces en compression sont en bois, et celles en tension, en fer.

THÉORIE DES POUTRES, SYSTÈME BOLMANN

Cette poutre est composée aussi de différentes poutres armées, et la seule différence avec le système Fink consiste en ce que les tirants vont tous se rejoindre aux extrémités de la poutre, et en ce qu'ils ont une inclinaison différente.

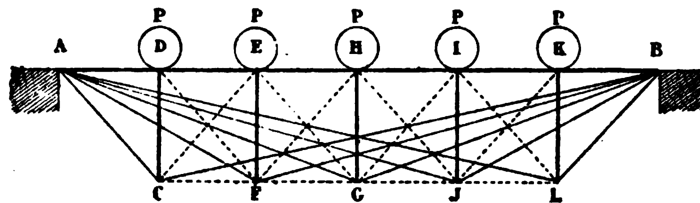


Fig. (70).

Soit L = A B longueur de la travée,
N = nombre des mailles de la travée,
l = longueur d'une maille,
D = hauteur de la travée,
n = numéro d'une maille en les comptant à partir de l'une des extrémités, et aussi le numéro des tirants correspondants comptés en partant de la même extrémité,
Q_1 = la force sur le premier tirant ou A C,
Q_2 = la force sur le second tirant ou A F,
Q_n = la force sur le n° tirant,

H_1 = la compression sur la corde supérieure produite dans la première poutre armée A C B,

H_2 = la compression sur la corde supérieure produite dans la seconde poutre armée A F B,

H_n = la compression produite sur la corde supérieure dans la n° poutre armée.

Il est facile de voir que dans cette poutre, comme dans la poutre Fink, la pression sur la corde supérieure est égale dans toute sa longueur, et que la pression sur chaque montant, en appelant P le poids réparti sur une maille, sera P ; et que la réaction de la poutre sur les appuis sera égale à la somme des réactions de toutes les poutres armées simples, c'est-à-dire que, si nous appelons le poids total uniformément distribué w, la réaction sur les appuis sera $\frac{w}{2}$.

Maintenant pour trouver la force se développant sur un tirant, considérons la simple poutre armée A C B.

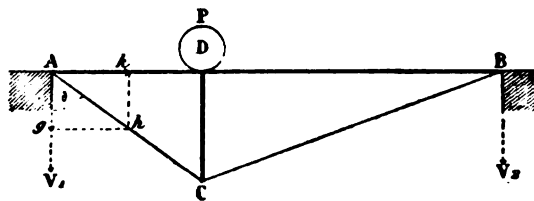


Fig. (71).

Le montant C D n'étant pas placé à la moitié de A B, les deux tirants A C et C B auront deux inclinaisons différentes.

Supposons un poids P placé en D, et appelons :

Q_1 = la force sur A C,

Q_2 = la force sur B C,

H = la force sur A B,

θ = l'angle C A V_1,

l = la longueur A D,

l' = la longueur B D,

$L = l + l'$ = A B.

Il est clair qu'en appelant V_1 et V_2 les réactions sur les appuis, nous aurons :

$$V_1 = \frac{l'}{L} P,$$

$$V_2 = \frac{l}{L} P.$$

Supposons maintenant A $g = V_1$ et menons $g\,h$ parallèle à A B, nous

aurons : A h pour la force qui agit sur A C, et $g\ h$ ou A k pour la force agissant sur A D ; donc nous aurons :

$$H = V_1 \text{ tang. } \theta = \frac{l'}{L} P \times \frac{l}{D} = \frac{l\, l'}{L\, D} P\,; \tag{1}$$

$$Q_1 = V_1 \text{ séc. } \theta = \frac{l'}{L} \sqrt{\frac{l^2 + D^2}{D}}\, P. \tag{2}$$

De même nous aurons pour la tension Q_2 sur l'autre tirant :

$$Q_2 = \frac{l}{L} \sqrt{\frac{l_1^2 + D^2}{D}}\, P. \tag{3}$$

La pression s'exerçant sur B D, puisqu'il y a équilibre, devra être égale à H.

De ce qui précède, il résulte que, par les équations (2) et (3) généralisées, nous aurons la force sur le n^e tirant pour un poids P réagissant sur le n^e montant, c'est-à-dire que la force Q_n sera donnée par la formule

$$Q_n = \frac{(N - n)\, l \sqrt{n^2\, l^2 + D^2}}{L\, D} P,$$

formule générale donnant la force sur chaque tirant, en attribuant à n la valeur qui lui correspond.

Ainsi, pour avoir la force sur A C, on fera $n = 1$; sur A F, on fera $n = 2$, et ainsi de suite, on aura :

Force sur le 1er tirant

$$Q_1 = (N - 1) \sqrt{l^2 + D^2}\, \frac{l\, P}{L\, D}\,;$$

Force sur le 2e tirant

$$Q_2 = (N - 2) \sqrt{4\, l^2 + D^2}\, \frac{l\, P}{L\, D}\,;$$

Force sur le 3e tirant

$$Q_3 = (N - 3) \sqrt{9\, l^2 + D^2}\, \frac{l\, P}{L\, D},$$

et ainsi de suite.

Pour les forces qui se développent sur les tirants, il sera nécessaire de considérer seulement ceux qui aboutissent à l'une des extrémités de la poutre, puisque celles qui s'exercent sur ceux aboutissant à l'autre extrémité, la poutre étant symétrique par rapport à son axe vertical, seront égales aux premières.

D'une manière analogue, nous trouverons la force se développant sur la corde par

l'action du poids P, agissant sur chaque poutre armée simple, et nous n'aurons qu'à généraliser la formule (1), qui deviendra dans le cas présent :

$$H_n = \frac{n\,l\,(N-n)\,l}{L\,D}\,P\,;$$

donc, la force H_1, due à la première poutre armée A C B, sera :

$$H_1 = (N-1)\,\frac{l^2}{L\,D}\,P\,;$$

la force agissant sur la deuxième poutre armée A F B, sera :

$$H_2 = 2\,(N-2)\,\frac{l^2}{L\,D}\,P\,;$$

et celle agissant sur la troisième A G B, nous aurons :

$$H_3 = 3\,(N-3)\,\frac{l^2}{L\,D}\,P.$$

Il est clair qu'en additionnant toutes ces forces nous aurons la pressio nexercée sur la corde supérieure, soit :

$$H + H + H + \dots \text{ à } H_{(N-1)} =$$

$$\left[N + 2N + 3N + \dots \text{ à } (N-1) \text{ termes} - [1 + 2^2 + 3^2 + 4^2 + \dots \text{ à } (N-1)^2]\right]\frac{l^2}{L\,D}\,P =$$

$$= \frac{(N^2-1)\,l}{6\,D}\,P.$$

Dans ce système chaque maille est munie de diagonale, comme on le voit dans la maille D C E F, dont les contre-diagonales sont D F et G E. Ces dernières ne servent pas seulement à donner de la rigidité à la poutre, mais aussi à prévoir un accident, dans le cas de la rupture d'un tirant.

Cette poutre est généralement munie d'une corde inférieure ; elle est moins économique que la poutre Fink.

THÉORIE DES POUTRES A ARC « BOWSTRING. »

Cas d'un contour polygonal inscrit dans un arc de parabole.

Cette travée a une tige horizontale qui sous-tend l'arc, et l'arc est un polygone inscrit dans un arc de parabole.

Le sommet de la parabole est au milieu de la travée, et la courbe passe par les extrémités de cette travée, fig. (72).

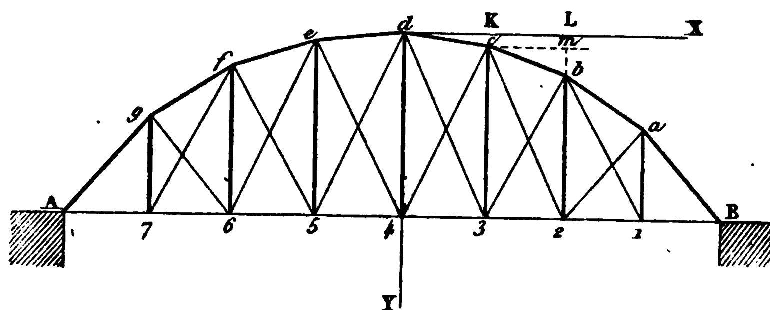


Fig. (72).

Soient :

N = le nombre de mailles de la travée,

n = le numéro d'une maille, compté à partir d'une culée,

c_n = la compression sur la corde supérieure ou arc, dans la nᵉ maille,

t_n = la tension sur la corde inférieure ou tige, dans la nᵉ maille,

F = l'effort sur une diagonale,

F_1 = l'effort sur une pièce verticale,

i = l'inclinaison de l'arc sur l'horizontale,
θ = l'angle d'une diagonale avec la verticale,
D = la flèche de l'arc,
h = la hauteur de la travée, en un point quelconque,
l = la longueur d'une maille,
p = un quelconque des poids égaux appliqués aux joints,
et V = la réaction sur le support en B.

Prenons comme origine des coordonnées le sommet de la parabole ; soient x les abscisses et y les ordonnées.

Posons $$x' = d\,K, \qquad y' = K\,c,$$
$$x'' = d\,L, \qquad y'' = L\,b,$$

et soit $2\,p_1$, le paramètre de la parabole, l'équation générale d'une parabole est,

$$x^2 = 2\,p\,y$$

et comme B est sur la parabole, on devra avoir :

$$\frac{1}{4}\,N^2\,l^2 = 2\,p_1\,D$$

$$2\,p_1 = \frac{N^2\,l^2}{4\,D},$$

et alors l'équation de la parabole considérée sera :

$$x^2 = \frac{N^2\,l^2}{4\,D}\,y$$

$$y = \frac{4\,D}{N^2\,l^2}\,x^2. \qquad (1)$$

En partant de B, la première maille sera B 1 ; la seconde, 1-2 ; la troisième 2-3, que nous supposerons être la n^e :

Alors $$x' = \left(\frac{1}{2}\,N - n\right)\,l$$

et $$x'' = \frac{1}{2}\,\left(N - n + 1\right)\,l.$$

Si nous transportons ces valeurs dans l'équation (1), nous aurons :

$$y' = \frac{D}{N^2}\,(N - 2\,n)^2$$

et $$y'' = \frac{D}{N^2}\,(N - 2\,n + 2)^2$$

Pour les diagonales inclinées vers les culées, comme b 3, nous avons :

$$\text{tg. } \theta = \frac{3-2}{b\,2} = \frac{l}{h} = \frac{l}{D-y''}$$

$$= \frac{N^2 l}{D\,[N^2 - (N - 2n + 2)^2]}\,; \qquad (2)$$

pour la diagonale c 2, nous avons :

$$\text{tg. } \theta = \frac{3-2}{c\,3} = \frac{l}{D-y'} = \frac{l\,N^2}{4\,n\,D\,(N-n)},$$

$$\text{tg. } i = \frac{y''-y'}{l} = \frac{4\,D}{l\,N^2}\,(N - 2n + 1)$$

Comme dans les travées à cordes parallèles, les diagonales seront des tiges ou des bras. Ce sont généralement des tiges, et nous les supposerons telles dans la suite.

Supposons que des poids égaux sont placés à tous les points 1, 2, 3, *etc.*

Alors
$$V = \frac{1}{2}(N-1)\,p\,.$$

Si la maille 3-2 est coupée, la poutre tend à tourner autour du point b. Prenons b comme origine des moments. Le poids entre B et la n^e maille sera $(n-1)\,p$, et son bras de levier $\frac{1}{2}\,(n-1)\,l$; le bras de levier de V sera $(n-1)\,l$, et le bras de levier de t_n sera $h = D - y''$.

$$t_n h = V\,(n-1)\,l - (n-1)\,p\left(\frac{1}{2}\,n - 1\right)l;$$

d'où
$$t_n = \frac{l\,N^2}{8\,D\,p} = \frac{p_1\,p}{l}\,.$$

Donc l'effort sur la corde inférieure est constant pour un poids uniformément réparti.

Il en est de même, si les sommets du polygone de la corde sont également chargés.

On serait arrivé au même résultat, si on avait pris c pour origine des moments.

Enfin, il en est toujours de même, que les diagonales soient des bras ou des tiges.

Trouver l'effort sur les tiges diagonales pour des poids égaux appliqués aux joints de la corde inférieure.

Il est évident que la composante horizontale de la compression sur la corde supérieure, diminuée de la composante horizontale de la pression sur la diagonale $b\,3$, devra égaler la tension dans la tige horizontale B A

$$c_n \cos. i - F \sin. \theta = t_n = \frac{l N^2}{8 D} p. \qquad (3)$$

La somme des composantes verticales des mêmes efforts donne l'effort tranchant total, ou

$$c_n \sin. i + F \cos. \theta = V - \Sigma p = \frac{1}{2} (N - 2n + 1) p. \qquad (4)$$

Eliminant c_n entre les équations (3) et (4), nous obtiendrons :

$$F. \cos. \theta = \frac{\frac{1}{2} (N - 2n + 1 -) \frac{l N^2}{8 D} \text{tg.} \theta}{1 + \text{tg.} \theta \text{ tg.} i} p$$

Substituons dans le second membre de cette équation les valeurs de tg. θ et de tg. i trouvées plus haut, et réduisons ; on obtient :

$$F \cos. = 0$$

Donc *il n'y a pas d'effort sur les tiges diagonales pour le cas de poids égaux placés à tous les joints de la corde inférieure.*

Le même résultat est vrai, si les diagonales sont des bras.

Il est aussi évident qu'il n'y aura pas d'effort sur les diagonales, pour le cas de poids égaux appliqués aux sommets du polygone qui constitue la corde supérieure.

Il apparaît aussi comme évident que, pour des poids égaux appliqués à tous les joints de la corde inférieure, l'effort sur les pièces verticales est égal à p. Enfin, il est également clair que, pour des poids égaux sur tous les joints de la corde supérieure, il n'y aura d'effort ni dans les diagonales ni dans les verticales ; et, dans ce cas, elles ne servent seulement qu'à suspendre la corde inférieure.

Faisant F = O dans l'équation (3), nous aurons

$$c_n \cos. i = t_n ;$$

c'est l'expression de la composante horizontale de l'effort sur la corde supérieure, et elle égale l'effort sur la corde inférieure.

Cet effort est minimum au milieu, et maximum aux extrémités de la travée.

Cas d'un poids uniformément réparti sur une partie seulement de la portée.

Prenons 3 — 2 pour la n^e maille, comme précédemment; supposons que le poids s'étende de 3 à A, et qu'il n'existe pas de 2 à B.

Nous aurons :

$$V = \frac{(N-n)(N-n+1)}{2\,N}\,p$$

$$t_n = \frac{V\,(n-1)\,l}{D-y''} = \frac{V\,l\,N^2}{4\,D\,(N-n+1)}\,.$$

$$c_n \sin. i + F \cos. \theta = V$$

$$c_n \cos. i - F \sin. \theta = t_n$$

$$F \cos. \theta = \frac{V - t_n \operatorname{tg.} i}{1 + \operatorname{tg.} \theta \times \operatorname{tg.} i}\,.$$

En remplaçant tg. θ et tg. i par leurs valeurs, il vient :

$$F \cos. \theta = V\,\frac{1 - \frac{n-1}{D-y''}\,l \times \frac{4\,D}{N^2\,l}\,(N-2\,n+1)}{1 + \frac{l}{D-y''} \times \frac{4\,D}{N^2\,l}(N-2\,n+1)}$$

d'où
$$F = \frac{(N-n+1)\,(n-1)}{2\,N} \times \frac{p}{\cos. \theta}\,.$$

Telle est l'expression de l'effort sur la tige dans la n^e maille.

n aura successivement toutes les valeurs de $n = 2$ à $n = N - 1$, et l'expression ne devient jamais négative. Il sera nécessaire en conséquence, pour résister aux poids roulant dans des directions opposées, de placer des diagonales inclinées dans les deux sens dans tous les panneaux, sauf dans les deux extrêmes.

Si on fait $n - 1 = n_1$, l'équation précédente devient :

$$F_{n+1} = \frac{(N-n_1)\,n_1}{2\,N} \times \frac{p}{\cos. \theta}\,,$$

qui est une plus simple expression et donne l'effort sur la tige dans la $(n-1)^e$ maille.

n_1 prendra toutes les valeurs de $n_1 = 3$ à $n_1 = N$.

L'effort sur la $(n-1)^e$ verticale sera :

$$F_{n-1} = \frac{(N-n+1\,(n-1)}{2\,N}\,p$$

Il n'est pas nécessaire de chercher, pour ce cas, l'effort sur les cordes supérieure ou inférieure, et il est évident que cet effort sera maximum sur ces pièces, quand tous les nœuds seront chargés.

Il est évident que cela fait quelque différence que les diagonales soient des bras ou des tiges quand la travée n'est chargée qu'en partie. — Ainsi, si les nœuds 3, 4, 5, etc. jusqu'à 7, sont seulement chargés, fig. (72); si les diagonales sont des tiges, l'élément *b* 3 travaillera ; mais si les diagonales sont des bras, ce sera *c* 2 qui travaillera pour la même charge.

Quand les diagonales sont des bras, nous trouverons que l'effort sur le bras de la n^e maille est :

$$F = \frac{(N-n)\,n}{2\,N} \times \frac{p}{\cos.\,\theta}. \qquad (5)$$

dans cette expression, n peut prendre toutes les valeurs de $n = 2$ à $n = N - 1$.

Exemple. — Supposons $N = 8$, $D = 2\,l$.

De la valeur θ, trouvée plus haut et donnée par sa tangente, pour chaque bras particulier, on déduit le tableau suivant :

VALEURS de n	VALEURS de θ	VALEURS de Cos. θ	VALEURS de F
2 ou *b* 1	33° 41′	0,6587	0,9013 p.
3 ou *c* 2	28° 4′	0,8824	1,0624 p.
4 ou *d* 3	26° 34′	0.8944	1,1182 p.
5 ou *e* 4	28° 4′	0,8824	1,0624 p.
6 ou *f* 5	33° 41′	0,6587	0,9013 p.
7 ou *g* 6	48° 48′	0,8321	0,6641 p.

On voit que les diagonales également distantes du milieu sont également comprimées ; et, par conséquent, l'effort maximum sur les diagonales d'un même panneau sera à peu près le même, quand la plus longue ou la plus petite travaille.

Les efforts sur les verticales

$$F_1 = \frac{(N-n)n}{2\,N}\,p,$$

pour un poids partiel uniforme, seront moindres que p, quand $N < 8$, et, dans ce cas, les efforts seront maxima, quand les poids seront appliqués dans la direction même de ces verticales.

Pour $N > 8$, les efforts dus à un poids partiel uniforme excèdent p.

Combinaison du système triangulaire et de l'arc parabolique.

Supposons la travée fig. (73) divisée en mailles égales; les sommets des triangles constituant la travée seront les points de rencontre avec l'arc parabolique des verticales élevées au milieu des mailles. La corde supérieure sera le contour polygonal qui joindra les sommets des triangles.

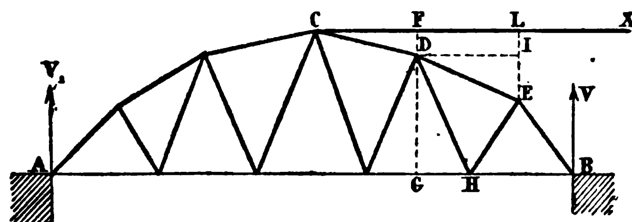


Fig. (73).

On peut démontrer que, dans ce cas, quand tous les nœuds de la corde supérieure sont chargés, il n'y a pas d'effort dans les côtés des triangles. De même, quand tous les nœuds de la corde inférieure sont chargés, les triangles servent seulement à supporter le poids de la corde supérieure, et les efforts sur leurs côtés de la travée seront à peu près $\frac{1}{2}\ p \cos.\ \theta$, mais pas exactement, parce que celles situées de chaque côté du poids ne sont pas également inclinées.

Pour le cas d'un poids partiel, supposons que chacun des joints de la corde inférieure, excepté H, soit chargé d'un poids p. Supposons que la maille en G est la n^e. Nous aurons pour la diagonale E H les équations suivantes :

Inclinaison de D E sur l'horizontale :

$$\text{tg. } i = \frac{4\,\text{D}}{\text{N}^2\, l}(\text{N} - 2\,n - 2);$$

Angle de E H avec la verticale :

$$\text{tg. } \theta = \frac{l\,\text{N}^2}{2\,\text{D}\,[\text{N}^2 - (\text{N} - 2\,n + 1)]^2};$$

Réaction sur le support en B:

$$\text{V} = \frac{(\text{N} - n)\,(\text{N} - n + 1)}{2\,\text{N}} \times p$$

Effort sur E H :

$$F = \frac{(N - n)(N - n + 1)}{2N} \left[\frac{4n^2 - 1}{4nN - 4n^2 - 1}\right] \frac{p}{\cos.\ \theta}.$$

Poids partiel sur la corde supérieure. Si tous les nœuds de D à A sont chargés d'un poids p, nous déduirons facilement que l'effort sur E H est :

$$F = \frac{(N - n)^2}{2N} \left[\frac{4n^2 - 1}{4nN - 4n^2 - 1}\right] \frac{p}{\cos.\ \theta},$$

et la même équation est vraie pour D H, sauf la valeur de cos. θ qui n'est pas la même.

Cette expression peut se mettre sous la forme :

$$F = \left[\frac{(N - n)\,n}{2N} - \frac{(N - n)(N - 2n)}{4(N - n)\,n - 1}\right] \frac{p}{\cos.\ \theta}$$

qui fait voir que les diagonales travaillent plus quand le petit segment est chargé que quand c'est le grand.

Efforts sur la corde supérieure trouvés par les moments.

Les efforts sur la corde supérieure peuvent se déterminer en résolvant les équations :

$$c_n \sin.\ i + F \cos.\ \theta = V$$
$$c_n \cos.\ i - F \sin.\ \theta = t_n$$

en tenant compte que la valeur du second membre de la première de ces équations est la valeur propre pour le cas particulier.

Elle est correcte pour un certain poids partiel, mais si le poids s'avance, d'une façon uniforme ou non, l'équation devient :

$$c_n \sin.\ i + F \cos.\ \theta = V - \Sigma p.$$

Mais il est généralement préférable de trouver la valeur de c_n directement par les moments. Ainsi, dans la fig. (72) pour trouver l'effort sur $c\ b$, si cette maille est chargée, et si les diagonales sont des tiges, la travée tend à tourner autour du point 3. Prenons 3 comme l'origine des moments, menons une perpendiculaire de 3 à $c\ b$, et appelons h' sa longueur.

$$h' = h \cos.\ i$$

h étant la longueur c 3.

D'après le principe des moments, nous aurons :

$$c_n \times h' = V \times B\,3 - p_1 \times (3 - 1) - p_2 \times (3 - 2).$$

Dans cette expression p_1 est le poids en 1 et p_2 le poids en 2.

Trouver la forme de la corde supérieure, de façon qu'elle travaille uniformément pour un poids réparti uniformément sur la travée.

Nous avons vu, quand les cordes sont horizontales, que le plus grand effort est au milieu de la portée, et quand la corde inférieure est horizontale et la corde supérieure parabolique, que les efforts sont maxima aux extrémités. Peut-on faire que les efforts soient égaux partout ?

Soit L = A B = la portée.
d = O P = le bras de levier de l'effort sur une maille de la corde supérieure.
d_1 = C E = la valeur de d au milieu.
N = le nombre de mailles de la travée.
l = la longueur de chaque maille.
n = le numéro d'une maille compté à partir d'une extrémité.
m = le rang de la maille centrale ($\frac{1}{2}$ N, si N est pair).
c = la compression sur la corde supérieure.
p = le poids appliqué à chaque nœud.

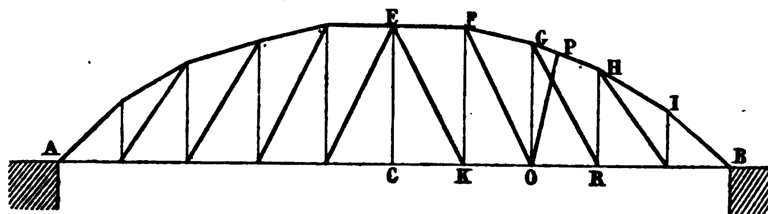


Fig. (74).

Supposons que la maille G H, fig. (74) est chargée, prenons l'origine des moments en O, nous avons :

$$c\,d = \frac{1}{2}(N - 1)\,p\,n\,l - \frac{1}{2}(n - 1)\,p\,n\,l$$
$$= \frac{1}{2}(N - n)\,p\,n\,l.$$

Pour le milieu de la portée l'équation devient :

$$c\,d_1 = \frac{1}{2}(N - m)\,m\,p\,l$$

éliminant c et résolvant par rapport à d,

on aura
$$d = \frac{(N-n)\, n\, d_1}{(N-m)\, m}$$

Donnons-nous N, d_1, et L; alors l sera connu, on déduira de l'équation précédente les valeurs successives de d. Alors le polygone se construira comme il suit. Divisons la portée A B en portions égales à l. En son milieu C, élevons une perpendiculaire de longueur d_1. Supposons que les diagonales sont des bras; alors E K travaillera et E F sera parallèle à A B. Élevons la verticale K F et menons F O. Du point O comme centre avec un rayon égal à d (valeur calculée dans ce cas pour $n = 4$), décrivons un arc G P, et de F menons une tangente à cet arc au point de rencontre avec la verticale passant par O. Menons le bras G R et faisons de même pour I. L'effort sur I B ne sera pas le même que celui entre I à E.

Dans ce cas, les efforts sur la corde inférieure seront plus grands près des extrémités qu'au milieu.

Cas de deux cordes courbes.

Si les deux cordes sont courbes, comme dans la fig. (75), nous trouverons les

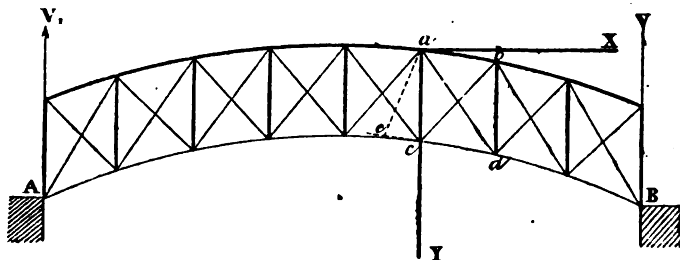


Fig. (75).

efforts sur les cordes par le principe des moments; ainsi l'effort sur la maille $c\ d$ sera trouvé en prenant l'origine des moments en a. Menons $a\ e$ perpendiculaire à la direction de $d\ c$, nous aurons :

$$t_n \times a\, e = V \times a\, x - \Sigma\, p\, x$$

($a\ x$ étant la distance horizontale de a vers V et $\Sigma\, p\, x$ l'expression générale pour le moment de tous les poids entre a et B).

D'une manière analogue, nous trouverons l'effort sur $a\,b = c_n$.

Alors dans l'équation :

$$\text{F cos. } \theta = \frac{\text{V} - t_n \text{ tg. } i}{1 + \text{tg. } \theta \text{ tg. } i},$$

nous changerons, si c'est nécessaire :

$$\text{V en V} - \Sigma p.$$

Après ce changement, cette équation donnera l'effort sur les diagonales, en remplaçant par leurs valeurs θ et i.

De cette manière, une travée simple quelconque peut être calculée, mais il n'est pas facile de donner les formules générales qui simplifieraient la solution.



EFFETS DU POIDS ROULANT SUR UN PONT EN FER. — DÉTERMINATION DE CE POIDS.

L'obtention de l'uniformité de force est le problème à résoudre dans la construction des ponts métalliques.

La force de résistance d'un pont est subordonnée aux conditions suivantes :

Les charges les plus considérables auxquels il peut être soumis ;

Le maximum des effets résultant de ces charges ;

Les dimensions des éléments de tension et de compression, et, par suite, leurs résistances par millimètre carré de surface.

La force de ces pièces dépend de :

1° La qualité du fer employé dans leur fabrication, 2° l'aire de la section transversale des barres, 3° la nature des assemblages.

Il arrive souvent :

1° Qu'un poids uniforme par mètre courant est adopté pour toutes travées, petites ou grandes, tandis qu'en réalité le poids par mètre courant au moyen duquel on doit calculer la résistance d'un pont, est plus considérable dans les ponts de petites portées qu'il ne l'est dans ceux à longues portées.

En effet, dans certaines parties, comme les poutres du plancher, par exemple, la résistance du pont, par mètre courant, ne doit pas être calculée seulement en raison de cette résistance, mais toujours en excès de sa valeur et proportionnellement à l'écartement des solives et autres circonstances particulières.

2° Qu'on ne fait pas de distinction entre les effets du poids mort de la construction et le poids roulant ou poids vif des trains, appliqué soudainement et accompagné de chocs et de vibrations;

3° Que la marge de sécurité entre l'effet permis et la limite désagrégeante du fer est surfaite, et qu'on ne tient pas compte que la marge de sécurité de la plus faible partie mesure celle du tout;

4° Qu'on n'établit pas une distinction suffisante entre les coefficients d'élasticité des deux fers différents qui se rompent sous le même poids maximum.

5° Que les efforts possibles sur les pièces qui travaillent à la compression ne sont pas basés sur une connaissance complète de leur force maxima de résistance; et qu'on s'expose ainsi à commettre de graves erreurs.

Nous allons examiner successivement ces différents points et nous arriverons ainsi à trouver les conditions de l'uniformité de force dans toutes les parties constitutives de ces travées, de sorte qu'aucune de ces parties ne travaille plus qu'une autre.

L'étalon de force doit être déterminé par l'ingénieur pour chaque cas particulier. Il serait difficile de poser des règles à cet égard; chacun doit les résoudre selon les cas particuliers.

Mais une fois qu'on a décidé et qu'on s'est dit: « j'adopterai une marge de sécurité de trois, quatre, cinq et six, selon le cas, » l'uniformité de force sera alors acquise; mais quelle force donner? Ce sera toujours la question qu'on aura à se poser:

Quels sont les poids effectifs auxquels peuvent être soumis les ponts de chemins de fer?

Dans le tableau n° 1, à la fin de ce chapitre, on trouvera une liste des poids et dimensions des principaux types de locomotives employées actuellement sur les lignes américaines; elles sont divisées en trois classes.

La première comprend les machines locomotives de dimensions et de poids exceptionnels dont on se sert pour remorquer des trains sur des pentes rapides. La vitesse de ces trains est faible.

Le seconde classe comprend les machines pour les grandes charges, transports de minerai et charbon, dont la vitesse moyenne est de dix à douze milles à l'heure (16 à 19 kilomètres à peu près.)

La troisième classe enfin comprend les machines ordinaires à quatre roues conductrices, affectées spécialement au transport des voyageurs et qui traversent les ponts avec une vitesse de vingt à cinquante milles à l'heure (32 à 80 kilomètres environ.)

Il y a une quatrième classe de ces machines, ce sont celles des tramways pour voyageurs ou marchandises, ou pour le charbon.

A l'inspection de cette table, on verra que les poids des locomotives avec leurs tenders chargés sont, en moyenne, de 2,300 à 2,700 livres par pied de voie courante (3,420 à 4,015 kilog. par mètre courant) et que les poids des tenders, séparément, sont un peu inférieurs. On verra également, qu'en raison du poids concentré de la machine sur ses roues conductrices, les charges supportées par les travées de moins de 100 pieds (30ᵐ50) excéderont ces poids. Comme il y a un grand nombre de types de locomotives, nous en choisirons une de poids et dimensions moyens; pour le passage de locomotives d'un poids exceptionnel, la marge de sécurité doit être déterminée d'une manière analogue.

Prenons donc une locomotive dont le poids total, avec son tender chargé, est de 125,000 livres (56,699 kilog.) occupant avec le chasse-pierres 50 pieds de voie (15ᵐ240), $\frac{125,000}{50} = 2,500$ livres par pied (3,717 kilog. par mètre courant); la distance occupée par la base des roues de la locomotive et du tender seulement est de 41 $\frac{1}{2}$ pieds (12ᵐ649), $\frac{125,000}{41,5} = 3,000$ livres par pied (4,461 kilog. par mètre courant); la distance occupée sur la voie par le poids concentré sur les roues conductrices, étant 17 pieds (5ᵐ181) et le poids 60,000 livres (27,215 kilog.), $\frac{60,000}{17} = 3,530$ livres par pied (5,249 kilog. par mètre courant); si la distance des roues conductrices est 15 pieds (4ᵐ572), $\frac{60,000}{15} = 4,000$ livres par pied (5,947 kilog. par mètre courant); si elle est de 12 pieds (3ᵐ657), $\frac{60,000}{12} =$ 5,000 livres par pied (7,432 kilog. par mètre courant). Ce qui nous donne les résultats suivants:

Travées de 12 pieds et au-dessous		....	5,000 livres	par pied.
— 15	— à 17 pieds	....	4,000	—
— 17	— 25 —	....	3,500	—
— 25	— 83 —	....	3,000	—
— 83	— 110 —	....	2,500	—

(Voir au tableau nº 2 la traduction de ces chiffres en mesures françaises).

Les poutres du plancher espacées de moins de 12 pieds (3ᵐ657) l'une de l'autre,

et les tirants de la voie de moins de 12 pieds (3ᵐ657) de longueur, porteront 5,000 livres par pied (7,452 kilog. par mètre courant).

Les poutres du plancher, éloignées l'une de l'autre de 12 à 15 pieds (3ᵐ657 à 4ᵐ572) et les tirants de la voie de 12 à 15 pieds (3ᵐ657 à 4ᵐ572) de longueur, porteront 4,000 livres par pied (5,947 kilog. par mètre courant).

Dans les travées de plus de 100 pieds (30ᵐ50), le poids effectif par mètre diminuera avec la longueur de la travée d'autant plus que le poids par mètre courant des wagons est considérablement moindre que celui des locomotives.

Ces résultats sont donnés dans la table nº 2, et montrent, pour les différentes travées, les poids produits par :

1º Un train de locomotives :
2º Des trains à charbons traînés par deux locomotives « Reading » ;
3º Les mêmes remorqués par une seule locomotive de ce type ;
4º Les trains de marchandises attelés à deux locomotives ;
5º Les mêmes, à une seule locomotive du même type que la précédente ;
6º Un train de voitures « Pullman » conduites par une machine à voyageurs.

Ce sont là les maximum de charge qui peuvent se produire sur les cordes de n'importe quel système de poutres.

Nous avons dit qu'il arrive quelquefois qu'on ne faisait pas assez de distinction entre les effets du poids mort du pont et le poids vif des trains. Ce dernier varie beaucoup dans ses effets selon la longueur de la travée. La table nº 3 montre quel est le rapport du poids mort au poids vif dans les différentes travées.

Il n'y a pas de doute que les courtes travées, où les $\frac{9}{10}$ du poids est un poids vif, accompagné de vibrations, sont plus sérieusement affectées par ces effets que les grands ponts où la moitié du poids est en repos. Il semblerait que la marge de sécurité devrait être plus grande sur les petites que sur les grandes travées afin d'obtenir la force uniforme.

Il est difficile de définir quelle est l'exacte différence entre les effets du poids mort et ceux du poids vif. Le professeur Macquorn-Rankine, qui a une grande autorité, constate, dans son Traité de Mécanique appliquée, « qu'une force soudainement appliquée est équivalente en effet à deux fois la même force graduellement appliquée. »

Cette conclusion, dont nous aurons lieu de démontrer l'exactitude théorique, est confirmée par les expériences faites par l'ordre des commissaires

anglais, préposés à une enquête sur l'application du fer dans les constructions de chemins de fer, dès 1849, et, depuis, par celles faites par Fairbain.

De ces expériences, il résulta qu'un effet de tension de six tonnes par pouce carré (8k44 par millimètre carré), produit sur la partie inférieure d'une poutre pleine composée de fers plats rivés, et accompagné de vibrations, produites artificiellement et aussi analogues que possible à celles qu'occasionnerait le passage d'un train, ne brisait pas la poutre, bien que répété plus de trois millions de fois. Mais, quand cet effort était porté à huit tonnes par pouce carré, (11k25 par millimètre carré) elle cassait après 300,000 autres secousses. Comme la moyenne de la résistance à la rupture est, pour les fers plats anglais, de vingt à vingt-deux tonnes (28 à 30 kilog. par mill. carré), il semblerait que l'effet du poids vif était beaucoup plus considérable que celui du poids mort. Il est à regretter que le Dr Fairbairn n'ait pas eu des poutres faites exactement de la même dimension et du même fer, et qu'il n'ait pas constaté le poids statique correspondant à la brisure de l'une, puis appliqué la moitié de celui-ci comme poids vif, et, alors, déterminé combien de secousses elle supporterait avant de casser.

Si nous admettons, avec Rankine et Fairbairn, que l'effet destructif d'un poids vif est double de celui d'un poids mort, la voie que nous avons à suivre est claire. Une idée, soumise par Unwin, dans son traité sur les ponts en fer, indique le moyen d'arriver à une solution simple du problème. Multiplier le poids vif par deux, et ajouter au résultat le poids mort. La somme ainsi obtenue sera un poids sur lequel on peut en toute sécurité se baser comme un poids mort total, avec un effort par millimètre carré et un coefficient de sécurité employé selon les circonstances pour les différents poids morts.

La table n° 4 montre les poids morts équivalents applicables à toutes travées. Si ces poids, ou plutôt ce principe de les déterminer est adopté par les ingénieurs, un élément incertain sera éliminé du problème, et le seul point à étudier sera la limite d'effort à faire supporter au fer.

Il a été constaté que la valeur du facteur ou marge de sécurité est généralement surfaite. Il n'est pas rare de lire dans des mémoires que le facteur de sécurité sera de six; on suppose ainsi que l'effort agissant sera un sixième de l'effort maximum de rupture.

Un peu d'attention démontrera que la vraie marge de sécurité est la différence entre l'effet agissant et l'effet qui donnerait au fer un allongement permanent et le rendrait impropre à l'usage, soit en désorganisant les membres de compression ou en surtirant les membres de tension, de telle sorte que le pont deviendrait tordu et prendrait une flèche permanente. Avant même que cette flèche se soit produite, le fer en tension serait devenu « surtiré », ce qui produirait un dérangement per-

manent de ses molécules. Cette « assise », comme on l'appelle, ne diminue pas la résistance maxima du fer pour supporter un poids mort; cependant, comme l'a indiqué Stoney, aussitôt que le « nerf » a été détruit dans une pièce de fer, elle devient cassante. Il est bien connu qu'une chaîne qui a été trop surtirée à l'essai est susceptible de se briser sous un effort moindre que celui de l'essai auquel elle a résisté.

Cette limite d'élasticité du fer, sous la tension, est le point où les allongements cessent d'être uniformément proportionnels aux additions égales de poids, et coïncide de très-près avec le point où « l'assise apparente (allongement permanent) se produit.

La valeur de la limite d'élasticité est à peu près égale à la moitié de la force maxima du fer, résistance à la rupture par traction. Les plaques, barres et cornières anglaises ordinaires, d'une force maxima de vingt à vingt-deux tonnes par pouce carré (28 à 30 kilog. par millimètre carré), ont une limite d'élasticité de dix tonnes au plus par pouce carré (14 kilog. par millimètre carré). Les meilleures qualités de barres de fer anglais et américain ont une force maxima de 55,000 à 60,000 livres par pouce carré (38 à 42 kilog. par millimètre carré), et une limite d'élasticité de 25,000 à 30,000 livres par pouce carré (17 à 21 kilog. par millimètre carré); donc un effort réel de 10,000 livres par pouce carré (7 kilog. par millimètre carré) donne une marge profitable de force et de sécurité, ou, de quelques termes que nous nous servions pour la désigner, une marge de 2 à 3, au lieu de 6.

Quelque chiffre que l'ingénieur choisisse, il ne saurait prévoir : 1° les inégalités possibles dans la qualité des matériaux; 2° l'imperfection de la main-d'œuvre, et 3° les effets de détérioration, résultant de l'usage et des influences atmosphériques.

La crainte de l'inégalité de la matière est la raison qui porte les ingénieurs à préférer le fer à la fonte ou à l'acier pour la construction des ponts. S'ils pouvaient toujours compter sur une même qualité de fonte, comme celle, par exemple, que le général Rodman faisait pour l'artillerie, qui travaillait sous un effet de tension de 27,000 livres par pouce carré (18 kilog. par millimètre carré), et ressemblait en réalité bien plus à de la fonte d'acier qu'à de la fonte de fer, leurs répugnances à se servir de la fonte de fer disparaîtraient.

On a constaté que, dans des expériences faites sur les matériaux du pont de Saint-Louis, quelques écrous d'acier, de 5 $\frac{3}{4}$ pouces ($0^{m}145$) de diamètre, cassaient avec une charge de 30,000 livres par pouce carré (21 kilog. par millimètre carré) et s'allongeaient considérablement.

L'imperfection de la main-d'œuvre ne devrait pas se rencontrer dans les ponts

américains qui sont faits au moyen de machines-outils. C'est là, dans les poutres à treillis et les poutres pleines rivées, une cause sérieuse de l'amoindrissement de la force effective donnée par les calculs.

Donner une marge de force au delà de celle qui semble être nécessaire est, ainsi que nous l'avons déclaré, reconnaître ce fait que les ponts en fer se détérioreront comme tout travail humain.

Mais cela n'est pas assez généralement connu que, si un pont n'a pas assez de fer dans certaines parties, bien que bâti d'excellent fer et monté solidement, il s'usera sous un lourd trafic, de la même manière que s'usent les locomotives, les voitures et les rails. Un ou deux exemples le prouveront. A l'endroit des joints chevillés, en conséquence de la concentration des effets qui se produisent sur une cheville, il est nécessaire de renforcer les plaques de fer sur lesquelles reposent les chevilles, et d'accroître ainsi la surface de contact jusqu'à ce que la pression soit réduite à 7 ou 8,000 livres par pouce carré ($4^{k}9$ à $5^{k}6$ par millimètre carré), sans quoi la cheville couperait le fer, ou le fer la cheville.

Dans le viaduc de Crumlin, qui avait été construit d'abord avec des joints chevillés, ce principe avait été méconnu; on ne donna pas une surface de contact suffisante, et les trous des chevilles s'agrandirent. Les chevilles furent retirées et les montants rivés aux cordes, et cet exemple est fréquemment cité pour montrer la supériorité des points rivés sur les joints à chevilles, tandis qu'en réalité cela ne prouve qu'un travail défectueux.

Un autre exemple, encore plus frappant, est celui que présentent les ponts construits sur la ligne de Reading. Les travées, qui ont 25 pieds ($7^{m}620$) et au-dessous, avaient été conçues pour supporter un poids roulant de deux tonnes par pied (657 kilog. par mètre courant) de la voie. Or, il a été reconnu qu'en raison du trafic énorme de cette ligne, les montants des poutres à leurs extrémités étaient écrasés ou tordus. Ils ont été refaits depuis, ou renforcés et proportionnés au poids roulant de quatre tonnes par pied (13,114 kilog. par mètre courant) de la voie et résistent très-bien maintenant.

Quelle que soit la marge de sécurité adoptée, il semblerait qu'une marge plus large devrait être adoptée dans le cas d'un fer à grains que dans celui d'un fer à nerfs; et c'est précisément ce dont on ne tient pas compte assez souvent.

Les expériences de Kirkaldy ont prouvé qu'un fer à nerfs et ductile pouvait avoir la même force de résistance à la rupture qu'un fer à grains et cassant. Seulement le premier s'allonge et s'étire considérablement avant de rompre; le second se rompt en s'allongeant peu et sans contraction de la section au point de rupture.

Le fer à employer ne devrait pas être trop doux, la limite d'élasticité ne devrait pas tomber au-dessous de 25,000 livres par pouce carré (17 kilog. par millimètre carré). La force de brisure devrait être de 55,000 à 60,000 livres par pouce carré (38 à 42 kilog. par millimètre carré). Une barre d'un pied (0^m305) de long, et d'un pouce carré (625 millimètres carrés) de superficie, doit pouvoir s'allonger d'au moins 15 pour cent avant de briser.

Comme il n'est pas toujours aisé de mesurer correctement la superficie de la section au point de rupture, il n'y a pas de moyen meilleur et plus simple que d'essayer la ductilité, en courbant la barre froide, et cette barre devrait se ployer double, à froid, sans signe de fracture.

M. G. Berkeley dit que sa longue pratique de plus de vingt ans, comprenant plusieurs milliers d'expériences, lui a prouvé qu'on peut obtenir aux prix courants actuels un fer supportant les efforts suivants :

Pour les plaques, une moyenne de résistance à la rupture de 20 tonnes par pouce carré (14 kilog. par millimètre carré), et une moyenne d'étirage de 1 pouce (0^m025) sur 12 pouces (0^m305) courant, soit 8,33 pour cent.

Pour les cornières et fers à T, une moyenne de force de rupture de 22 tonnes par pouce carré (15 kilog. par millimètre carré) et une moyenne d'étirage de 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0^m031) pour 12 pouces (0^m305) courant, soit 10,5 pour cent.

Pour les rivets en fer, une moyenne de force de rupture de 18 tonnes par pouce (0^m025) de circonférence.

Les barres américaines ne supportent pas ordinairement plus de 50,000 livres (22,679 kilog.) de force ultima, et ne s'allongeront pas de plus de 8 $\frac{1}{2}$ pour cent; elles présentent des signes de fracture lorsqu'elles seront courbées, à froid, à plus de 45 degrés. Certains de ces fers, ne satisfaisant pas à cette condition, absolument impropres à entrer dans la construction d'un pont, ont été essayés et avaient une force de rupture supérieure à 60,000 livres par pouce carré.

Dans leurs mémoires les ingénieurs doivent donc spécifier ces conditions séparément, et s'ils emploient le fer de qualité inférieure, ils doivent fixer une marge de sécurité plus grande que pour le fer de qualité supérieure.

En tous cas, la théorie fournit des éléments sur lesquels nous ne saurions trop recommander qu'on s'appuie constamment, et les effets de la charge en mouvement peuvent être expliqués de la manière suivante :

Supposons, fig. (76), un fil de fer placé verticalement, dressé sans être tiré, et qu'un poids P vienne s'y attacher sans secousse et n'apporte aucune déviation dans le fil ; si nous appelons H l'allongement que prendra ce fil par l'action du poids P, il est clair que le travail produit sera P H.

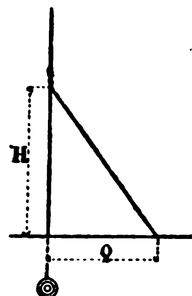


Fig. (76).

La tension du fil, qui était nulle avant l'action du poids, puisqu'on le considérait dressé sans être tendu, aura pris une valeur Q, proportionnelle à son allongement en passant par des valeurs successives proportionnelles aux tensions; ces valeurs seront représentées par une ligne droite et le travail de cette force variable, que nous appelons Q, sera :

$$\frac{Q\,H}{2}.$$

Il est clair qu'alors que la charge P aura cessé de descendre, ces deux travaux, celui fait par le poids P, et l'autre par les tensions proportionnelles aux allongements, donneront les équations suivantes :

$$\frac{Q\,H}{2} = P\,H \text{ et } Q = 2\,P.$$

L'effet produit sur un pont peut être considéré comme analogue. En effet la surcharge arrivant sur un pont s'applique instantanément et sans secousse en raison de la rapidité de la marche du train. Cette surcharge s'abaisse par suite de l'élasticité du fer et agit en développant une pression, ou, pour mieux dire, une force à peu près double de son propre poids; il en résulte que la flèche produite par le passage d'un train sur un pont, sera à peu près double de celle que produirait ce train au repos, sans pouvoir jamais la surpasser, et cette flèche serait exactement le double, si le pont n'avait pas de masse. Mais une partie du travail P H est absorbé pour donner la vitesse à la masse du pont, en diminuant ainsi de l'effet de P; et, dans la pratique, on a observé que les flèches produites par un poids roulant ne sont environ que 1,50 de celle que le même poids produirait au repos sur le pont.

Par l'action des trains les plus rapides, on n'a jamais observé de flèches supérieures de 1,75, proportionnellement à ces flèches au repos.

De ce que nous venons de dire, on voit qu'il est moins dangereux pour un train

de passer à toute vitesse sur un grand pont que sur un petit; le rapport de la masse d'un grand pont étant, au poids vif, bien plus grand pour un grand pont que pour un petit.



Nos	DESIGNATIONS	NOMBRE des roues conductrices	NOMBRE des roues non conductrices	RAPPORT DE LA CHARGE sur les roues conductrices à la distance de ces roues — Livres / Pieds, Pouces	Kilogrammes / Mètres
	Classe I. — Grosses machines				
1	Reading	12	0	102.000 / 19′ 7″	46.266 / 5.969
2	— avec tender	10	0	82.200 / 15′ 8″	37.285 / 4.775
3	Pensylvanie, avec tender	8	0	80.000 / 22′	36.287 / 6.705
4	Ohio et Baltimore, avec tender	8	2	84.000 / 12′ 6″	38.101 / 3.810
5	Fairly	12	0	60.480 / 8′	27.432 / 2.438
	Classe II. — Grosses machines à				
6	Chicago, Burlington et Quincy (marchandises)	6	4	72.000 / 12′	32.658 / 3.657
7	Reading (charbons)	6	4	53.000 / 9′ 6″	24.040 / 2.895
8	Pensylvanie (marchandises)	6	4	54.500 / 12′ 5″	24.720 / 3.784
9	Delaware Lackawana et Wilmington (marchandises)	6	4	71.500 / 12′	32.431 / 3.657
10	New-York central (marchandises)	6	2	65.000 / 15′ 6″	29.483 / 4.724
11	Érié (marchandises)	6	4	72.156 / 14′ 6″	32.728 / 4.419
	Classe III. — Machines mixtes				
12	Reading (mixte)	4	4	41.440 / 6′ 6″	18.797 / 1.981
13	Reading (voyageurs)	4	4	25.264 / 6′ 6″	11.458 / 1.981
14	Pensylvanie (voyageurs)	4	4	45.000 / 8′	20.111 / 2.438
15	Canada (mixte)	4	4	40.320 / 7′ 6″	18.288 / 2.286
16	New-York central (mixte)	8	4	40.000 / 7′ 6″	18.143 / 2.286
17	Moyenne de tenders *chargés*	......	8	16.500 à 25.000 / 4′ 6″	7.484 à 11.339 / 1.372
	Classe IV. — Wagons				
18	Wagons à voyageurs (Pensylvanie)	......	......	....	....
19	— marchandises (Pensylvanie)	......	......	....	....
20	Grands wagons à charbons (Reading)	......	......	....	....
21	Petits wagons à charbons (Lehigh-Valley)	......	......	....	....
22	Wagons Pullmann	......	......	....	....

POIDS CORRESPONDANT par unité de longueur		RAPPORT DU POIDS TOTAL de la machine et du tender chargé à la distance couverte de la voie y compris le chasse-pierres		POIDS correspondant par unité de longueur	
Livres par pied courant	Kilog. par mètre courant	Livres / Pieds, Pouces	Kilogrammes / Mètres	Livres par pied courant	Kilog. par mètre courant
pour les rampes					
5.204	7.733	102.000 / 36'	46.266 / 10.972	2.833	4.208
5.268	7.822	132.200 / 54' 1"	59.964 / 16.484	2.448	3.628
3.636	5.398	140.000 / 54'	63.503 / 16.459	2.595	3.883
6.720	9.993	128.000 / 53'	58.060 / 16.154	2.415	3.584
7.560	11.243	120.900 / 52'	54.839 / 15.849	2.326	3.450
charbon et à marchandises					
6.000	8.921	128.000 / 53' 6"	58.060 / 16.306	2.392	3.554
5.578	8.283	122.128 / 50' 3"	55.406 / 15.316	2.430	3.617
4.360	6.484	129.900 / 54'	58.921 / 16.459	2.405	3.536
5.948	8.833	138.900 / 54'	63.004 / 16.459	2.572	3.822
4.193	6.231	120.000 / 45'	54.431 / 13.716	2.666	3.955
4.976	7.391	137.444 / 54'	62.343 / 16.459	2.545	3.777
(voyageurs et marchandises) et à voyageurs					
6.376	9.473	115.184 / 45' 7"	52.246 / 13.893	2.526	3.762
3.887	5.770	103.260 / 43' 10"	46.037 / 13.335	2.325	3.450
5.675	8.432	125.300 / 53' 6"	56.835 / 16.306	2.342	4.767
5.376	7.986	112.000 / 49'	50.802 / 14.935	2.275	3.383
5.460	8.120	100.000 / 44'	45.359 / 13.411	2.272	3.375
666 à 5.550	5.443 à 8.250	33.000 à 50.000 / 20'	14.968 à 22.679 / 6.096	1.650 à 2.500	2.153 à 3.717
chargés					
....	....	57.000 / 64' 2"	25.854 / 19.553	890	1.320
....	....	42.000 / 31'	19.050 / 9.449	1.355	2.007
....	....	40.000 / 22'	18.143 / 6.705	1.818	2.691
....	....	19.000 / 13'	8.618 / 3.962	1.461	2.171
....	....	71.000 / 75'	32.477 / 22.860	954	1.412

TABLEAU N° 2

POIDS PAR UNITÉ DE LONGUEUR DE VOIE POUR DIFFÉRENTES PORTÉES ET DES CHARGES ROULANTES DE DIVERSES NATURES.

LONGUEUR DES FORTÉES		TRAINS DE LOCOMOTIVES		TRAINS DE CHARBONS wagons n° 20 2 locomotives n° 7		TRAINS DE CHARBONS Wagons n° 20 1 locomotive n° 7		TRAINS DE MARCHANDISES wagons n° 19 2 locomotives n° 8		TRAINS DE MARCHANDISES wagons n° 19 1 locomotive n° 8		TRAINS DE VOYAGEURS wagons n° 22 1 locomotive n° 16	
PIEDS	MÈTRES	Livres par pied	Kilog. par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre
Au-dessous de 12	Au-dessous de 3m657	5.000	7.432	......	......	......	......	......	......	......	......	......	......
12 à 17	3m657 à 5m181	4.000	5.947	......	......	......	......	......	......	......	......	......	......
17 à 25	5 181 à 7 620	3.500	5.205	......	......	......	......	......	......	......	......	......	......
25 à 83	7 620 à 25 298	3.000	4.461	......	......	......	......	......	......	......	......	......	......
83 à 110	25 298 à 33 527	2.500	3.717	......	......	......	......	......	......	......	......	......	......
110	33m527	......	......	2.430	3.613	2.094	3.108	2.405	3.569	1.870	2.781	1.481	2.201
125	38 099	......	......	2.365	3.517	2.067	3.063	2.262	3.361	1.809	2.676	1.418	2.096
150	45 719	......	......	2.275	3.383	2.026	3.013	2.111	3.137	1.740	2.590	1.340	1.993
175	53 339	......	......	2.200	3.272	2.000	2.974	2.065	3.063	1.710	2.543	1.285	1 903
200	60 959	......	......	2.130	3.167	1.974	2.929	1.922	2.855	1.665	2.468	1.244	1.844
225	68 579	......	......	2.100	3.122	1.950	2.900	1.864	2.766	1.631	2.424	1.211	1.799
250	76 199	......	......	2.068	3.044	1.943	2.884	1.809	2.676	1.603	2.378	1.186	1.754
300	91 438	......	......	2.026	3.013	1.922	2.855	1.733	2.572	1.562	2.316	1.147	1.695
350	106 678	......	......	2.000	2.974	1.907	2.825	1.679	2.528	1.532	2.275	1.120	1.665
400	121 918	......	......	2.000	2.974	1.895	2.810	1.638	2.438	1.510	2.245	1.100	1.635

TABLEAU N° 3

RAPPORT DU POIDS MORT AU POIDS VIF, POUR DIFFÉRENTES PORTÉES

LONGUEUR DES PORTÉES		POIDS MORT Pont, chaussée, rails, etc.		POIDS VIF Train de charbon avec 2 machines		PROPORTION du poids mort et du poids vif dans la charge totale	
POIDS	MÈTRES	Livres par pied courant	Kilog. par mètre courant	Livres par pied courant	Kilog. par mètre courant	MORT	VIF
Au-dessous de 12	Au-dessous de 3m657	500	743	5.000	7.435	0,09	0,91
12 à 17	3m657 à 5m181	550	817	4.000	5.948	0,12	0,88
17 à 25	5 181 à 7 620	625	927	3.500	5.172	0,15	0,85
25 à 50	7 620 à 15 240	700	1.037	3.000	4.461	0,19	0,81
50 à 83	1 540 à 25 298	800	1.189	3.000	4.461	0,21	0,79
100	30m500	900	1.338	2.500	3.717	0,26	0,74
110	33 257	1.000	1.487	2.430	3.613	0,30	0,70
125	38 099	1.135	1.684	2.365	3.517	0,32	0,68
150	45 719	1.225	1.821	2.275	3.383	0,35	0,65
175	53 339	1.300	1.936	2.200	3.272	0,37	0,63
200	60 959	1.500	2.198	2.130	3.167	0,41	0,59
225	68 579	1.700	2.528	2.100	3.122	0,45	0,55
250	76 199	2.000	2.974	2.068	3.044	0,49	0,51
300	91 438	2.400	3.569	2.026	3.013	0,54	0,46
350	106 678	3.000	4.461	2.000	2.974	0,60	0,40
400	121 918	4.000	5.948	2.000	2.974	0,66	0,34

TABLEAU N° 4

POIDS MORT ET POIDS VIF PAR PIED, ET RÉDUCTION EN UN POIDS MORT ÉQUIVALENT

LONGUEUR DES PORTÉES		POIDS MORT du pont, etc.		DOUBLE DU POIDS VIF d'un train de charbon		POIDS MORT équivalent	
PIEDS	MÈTRES	Livres par pied	Kilogrammes par mètre	Livres par pied	Kilogrammes par mètre	Livres par pied	Kilog. par mètre
En-dessous de 12	En dessous de 3m657	500	743	10.000	14.872	10.500	15.615
12 à 17	3m657 à 5 181	550	817	8.000	11.897	8.550	12.714
17 à 25	5 181 à 7 620	625	927	7.000	10.410	7.625	11.337
25 à 50	7 620 à 15 240	700	1.037	6.000	8.921	6.700	9.958
50 à 83	15 240 à 25 298	800	1.189	6.000	8.921	6.800	10.110
100	30m500	900	1.338	5.000	7.432	5.900	8.770
110	33 527	1.000	1.487	4.860	7.227	5.860	8.714
125	38 099	1.135	1.684	4.730	7.034	5.865	8.718
150	45 719	1.225	1.821	4.550	6.766	5.775	8.587
175	53 339	1.300	1.936	4.400	6.543	5.700	8.479
200	60 959	1.500	2.198	4.260	6.333	5.760	8.531
225	68 579	1.700	2.528	4.200	6.246	5.900	8.774
250	76 199	2.000	2.974	4.136	6.151	6.136	9.125
300	91 438	2.400	3.569	4.052	6.026	6.452	9.595
350	106 678	3.000	4.461	4.000	5.947	7.000	10.408
400	121 918	4.000	5.947	4.000	5.947	8.000	11.894

DÉTERMINATION PRATIQUE DES PROPORTIONS DES TÊTES DES BARRES A ŒILS ET DES CHEVILLES

La meilleure méthode pour se rendre compte de la répartition des efforts dans la tête d'une barre à œil, est la méthode expérimentale.

On opère sur des barres à section rectangulaire, terminées par un œil dans lequel passe une cheville et sur lesquelles agit l'effort de traction.

Nous allons rapporter ici les résultats d'essais, faits de 1857 à 1866 par l'ingénieur Shaler Smith, sur des barres à œils de dimensions habituellement employées dans les grandes constructions, et dont les dimensions sont rapportées dans le tableau de la page suivante. L'épaisseur des barres à œils était toujours la même que celle de la tête à œil. Trois conséquences principales en furent déduites :

1° Ce fait absolu et invariable fut constaté, qu'il fallait une cheville d'un diamètre égal ou plus grand que 66 pour 0/0 de la largeur de la barre, pour que la rupture de la barre se fît avant celle de la cheville, en supposant que l'effort de cisaillement ait été convenablement prévu.

2° La largeur de la section pleine dans la tête de l'œil, faite perpendiculairement à la barre, est une quantité variable dépendant du rapport du diamètre de la cheville à la largeur de la barre.

3° Enfin la forme à donner à la tête de la barre à œil, pour laquelle on voulait un coefficient de sécurité plus élevé que celui de la barre elle-même, dépend seulement du mode de fabrication.

La colonne n° 1 correspond aux expériences que fit M. Shaler-Smith, sur 57 barres de têtes à œils diverses, destinées au pont de Saint-Charles, rompues avec des chevilles de différents diamètres, afin de déterminer aussi exactement que possible les lois des efforts dans les têtes de barres à œils.

Ces essais établissent que, pour les fers forgés au marteau, il faut déterminer les sections de la tête transversalement et longitudinalement. Le contour de la tête est une courbe passant par les trois points extérieurs de ces sections.

Le tableau n° 2 donne le résultat d'essais analogues que l'on fit en 1875, à l'usine d'Edgemoor, sur 54 barres à œils en fer forgé à la presse hydraulique, destinées à un pont du Kentucky.

Ces essais établissent que, dans l'œil forgé à la presse hydraulique, il n'y a qu'une section à déterminer, parce que la cassure de la tête à œil, au lieu de se produire dans le prolongement longitudinal de la barre, a lieu indifféremment suivant un rayon quelconque.

Le contour de la tête est donc une circonférence concentrique à la cheville.

Dans les deux séries d'expériences dont nous venons de parler, on adopta, pour la formation de la table suivante, cette règle de n'établir dans chaque cas les rapports du diamètre de la cheville, de la largeur de la barre et de la largeur pleine en travers, que quand on avait obtenu ce résultat, que trois barres semblables avaient été rompues avant que la moindre trace de fissure se fût produite dans l'œil. Le tableau suivant, dont l'usage sera expliqué plus loin, résume les résultats :

LARGEUR de la BARRE	DIAMÈTRE de la CHEVILLE	N° 1 ŒILS FORGÉS AU MARTEAU		N° 2 ŒILS FORGÉS A LA PRESSE HYDRAULIQUE	
		LARGEUR totale du métal dans la coupe transversale de la tête	ÉPAISSEUR maximum de la barre	LARGEUR totale du métal dans la coupe transversale de la tête	ÉPAISSEUR maximum de la barre
1.00	0.67	1.33	0.21	1.50	0.21
1.00	0.75	1.33	0.25	1.50	0.25
1.00	1.00	1.50	0.38	1.50	0.38
1.00	1.25	1.50	0.54	1.60	0.54
1.00	1.33	»	»	1.70	0.59
1.00	1.50	1.67	0.70	1.85	0.70
1.00	1.75	1.67	0.88	2.00	0.88
1.00	2.00	1.75	1.08	2.25	1.08

Répétons les quatre règles invariables suivantes, conséquences de ce qui précède :

1° La largeur totale du métal, dans une coupe transversale de la tête, croît avec le rapport du diamètre de la cheville à la largeur de la barre.

2° Dans les œils forgés à la presse hydraulique, la tête de l'œil est circulaire.

3° Dans les œils forgés au marteau, on doit déterminer la largeur de la tête dans le sens de la barre, et dans le sens perpendiculaire à la barre.

4° Une cheville d'un diamètre égal à 66 pour 0/0 de la largeur de la barre est la plus petite qui rompra invariablement cette barre, sans se briser elle-même, en la faisant travailler à la résistance de rupture.

L'importance du premier de ces faits est capitale, et apparaît au premier coup d'œil. En effet, la cheville d'assemblage de deux portions d'une corde d'une travée donnée peut recevoir différentes attaches :

Celles des barres de la corde elle-même, à la largeur desquelles le diamètre de la cheville peut être dans le rapport de 0,75 à 1 ; celles des tiges, dans le rapport de 1.25 à 1, par exemple ; et enfin celles des contre-tiges, dans le rapport de 2 à 1, par exemple. Si les têtes à œils ne sont pas toutes dans les proportions déterminées par les expériences que nous venons de rapporter, les cordes, les tiges et les contre-tiges seront beaucoup trop faibles.

Ce défaut existe dans beaucoup de grands ponts, en raison de la croyance erronée que le rapport de la largeur du métal, dans la coupe en travers sur la tête à œil, à la largeur de la barre, est une constante, et ne dépend ni du mode de fabrication, ni du diamètre de la cheville.

La fig. 77) donne pour chacune des deux fabrications dont il a été parlé, les proportions des têtes de barres à œil, quand les épaisseurs de la barre et de l'œil sont les mêmes, et quand la cheville est d'un diamètre égal à la largeur de la barre.

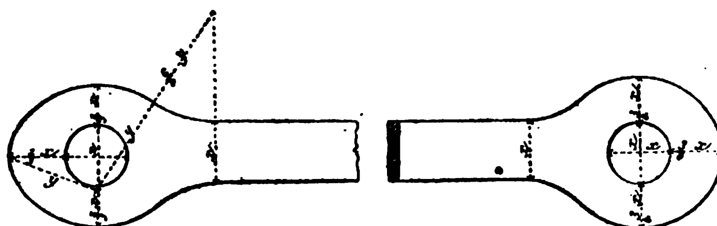


Fig. (77).

L'œil forgé à la presse hydraulique est très-solide, en raison surtout de la facilité avec laquelle on obtient la forme circulaire à la matrice. — Il ressort, de plus, des 111 expériences dont on vient de parler que, pour une largeur constante de

la barre à œil, on peut employer des chevilles de diamètres différents, à condition toutefois qu'ils ne soient pas moindres que les 2/3 de la largeur de la barre ; mais l'épaisseur maxima de la barre est entièrement dépendante du diamètre correspondant de la cheville.

Un exemple fera comprendre facilement l'usage des tableaux ci-dessus.

Supposons qu'il s'agisse d'une tête à œil forgée à la presse hydraulique.

Si une barre de 4 pouces (0^m102) est attachée à une cheville de 3 pouces (0^m076), la largeur pleine en travers de l'œil sera $4 \times 1,50 = 6$ pouces ($0^m102 \times 1,50 = 0^m152$), et le maximum d'épaisseur de la barre $4 \times 0,25 = 1$ pouce ($0^m102 \times 0,25 = 0^m025$). Si cette même barre était attachée à une cheville de 7 pouces (0^m198), la largeur du métal en travers de l'œil doit être $4 \times 2 = 8$ pouces ($0^m102 \times 2 = 0^m204$), et l'épaisseur maxima $4 \times 0,88 = 3,52$ ($0^m102 \times 0,88 = 0^m089$). Après examen, on voit facilement que, dans le tableau, les dimensions correspondantes des barres à œils et les diamètres des chevilles ne correspondent pas toujours aux résultats que donneraient les coefficients de la fig. (77). Dans les constructions en vue desquelles on faisait les expériences, on n'employa que les dimensions qui en furent directement conclues et qui ne donnèrent lieu à aucune brisure dans une tête de barre à œil bien fabriquée.

Les expériences de Saint-Charles furent faites sur des barres variant de 4×1 pouces ($0^m102 \times 0^m025$) à $2\ 1/2 \times \frac{5}{8}$ ($0^m063 \times 0^m015$), tandis que celle du pont du Kentucky ne furent faites que sur des barres de 3 pouces (0^m076), et de longueurs uniformes.

Sir Charles Fox appela, de son côté, l'attention des constructeurs, vers 1865, sur l'importance qu'il y a à employer un diamètre de cheville qui corresponde à une surface de portée suffisante.

Il démontra que, lorsque la cheville est trop petite, elle écrase le métal de la tête à l'endroit où se produit l'effort direct, c'est-à-dire suivant le rayon dans le sens de la barre, en déformant, allongeant ainsi le trou. De plus, elle produit ainsi une tendance de déchirement suivant le diamètre de la tête perpendiculaire à la barre, et finit par couper le métal.

Sir Charles Fox donna comme résultat de ses expériences que l'augmentation du diamètre transversal de la tête n'accroît en aucune façon sa résistance, la partie de la tête opposée à la barre étant toujours sujette à l'écrasement. Il faut, pour avoir une tête à œil bien comprise, que la superficie demi-cylindrique de la tête portant sur la cheville soit un peu plus qu'égale à la plus petite section transversale pleine, résultat qu'on n'obtient qu'en donnant un diamètre suffisant à la cheville. Comme conclusion pratique, M. Fox recommanda que, dans une tête de 10 pouces (0^m254) de diamètre, la cheville eût 6 pouces $\frac{5}{8}$ (0^m168) de diamètre,

que la somme des largeurs du fer sur les deux côtés du trou fût de 10 pour 0/0 plus grande que celle du corps lui-même.

Il signalait, comme une erreur grossière et une violation flagrante des principes ci-dessus, ce fait que, dans un pont suspendu qui venait d'être érigé, les têtes de barres ayant 10 pouces (0m254), et les chevilles 2 pouces (0m051) seulement de diamètre, les deux tiers du métal dans les barres étaient inutiles.

Ainsi qu'on le voit par ce qui précède, les dimensions proportionnelles des barres à œils des têtes et des chevilles doivent être l'objet d'une étude sérieuse dans les ponts en fer où la corde inférieure est presque toujours composée de barres à œils; c'est presque, dirons-nous, une question vitale.



FORMES LES PLUS USITÉES POUR LES PIÈCES QUI TRAVAILLENT A LA COMPRESSION

Nous donnons ci-après quelques-unes des formes les plus usitées pour les membres travaillant à la compression; celles des fig. n°ˢ (78 à 86) sont les formes

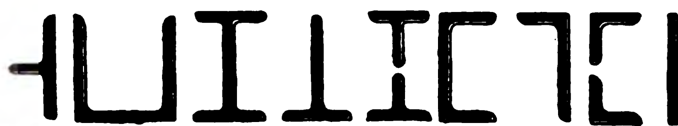


Fig. (78). (79). (80). (81). (82). (83). (84). (85). (86).



Fig. (87).

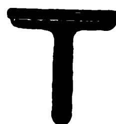


Fig. (88).

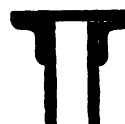


Fig. (89).

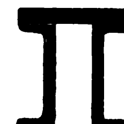


Fig. (90).

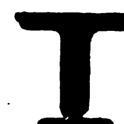


Fig. (91).



Fig. (92).



Fig. (93).



Fig. (94).



Fig. (95).

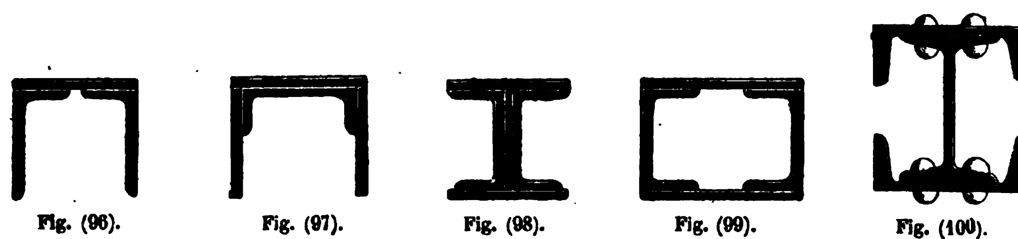


Fig. (96). Fig. (97). Fig. (98). Fig. (99). Fig. (100).

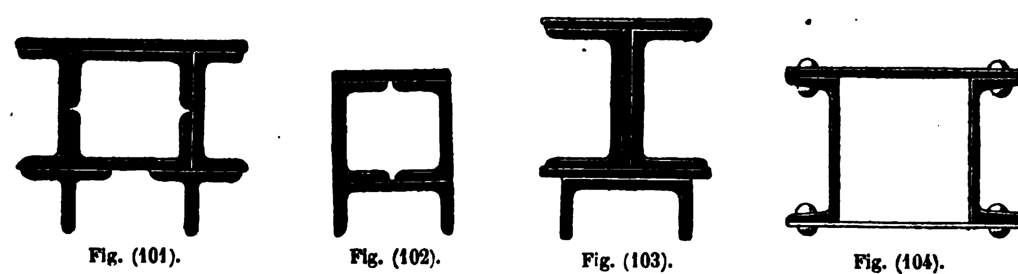


Fig. (101). Fig. (102). Fig. (103). Fig. (104).

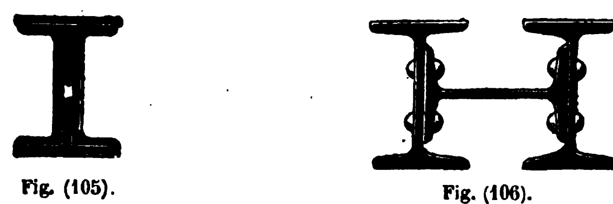


Fig. (105). Fig. (106).

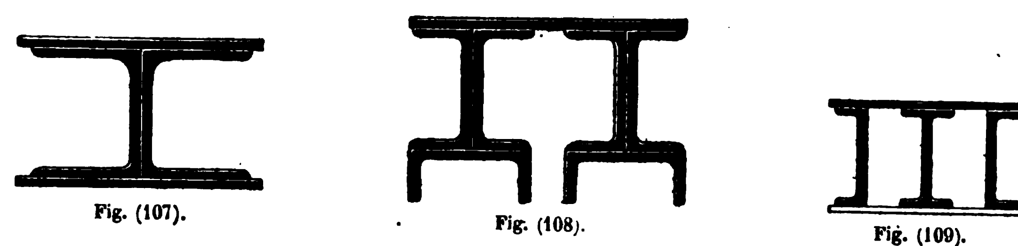


Fig. (107). Fig. (108). Fig. (109).

ordinaires des laminoirs, les autres fig. (87 à 109) sont des combinaisons de formes

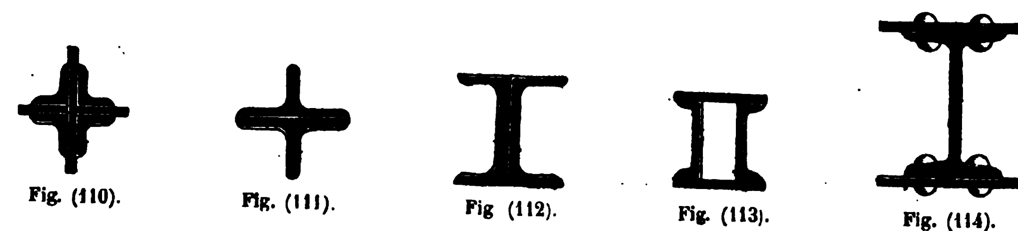
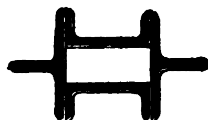
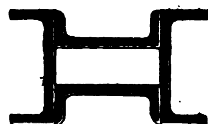
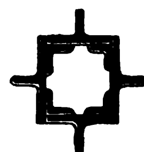
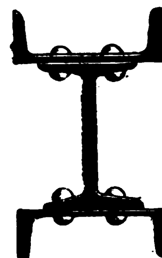


Fig. (110). Fig. (111). Fig (112). Fig. (113). Fig. (114).

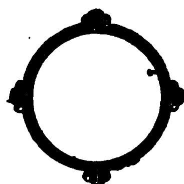

Fig. (115).

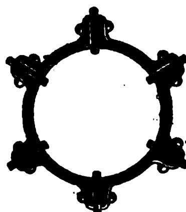

Fig. (116).

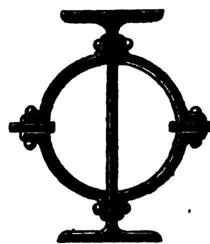

Fig. (117).

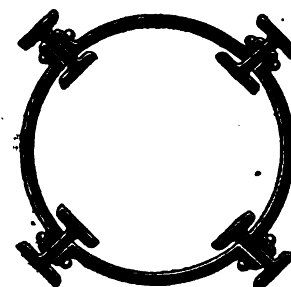

Fig. (118).

simples. Les fig. (110 à 118) sont applicables aux bras. Les fig. (119, 120, 121 et 122) sont des colonnes Phœnix, simples ou composées, dont on trouvera des exemples dans le cours de ce travail. La fig. (123) est la corde supérieure en fonte de Newark-


Fig. (119).


Fig. (120).


Fig. (121).

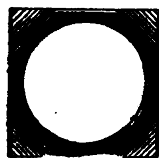

Fig. (122).

Dyke, sur un bras de la Trent, près de Newark, station du grand chemin de fer du Nord, en Angleterre. Ce sont des tubes qui ont la longueur d'un panneau de 18 $\frac{1}{2}$ pieds (5^{m}639), un diamètre de 13 $\frac{1}{2}$ pouces 0^{m}344) et une épaisseur de métal de 1 $\frac{1}{2}$ pouce (0^{m}036) aux culées; ces deux dernières dimensions s'accroissent à partir des culées et atteignent au mileu de la portée 18 pouces (0^{m}457) de diamètre

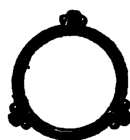

Fig. (123).

et 2 $\frac{1}{2}$ pouces (0^{m}066) d'épaisseur, les extrémités de ces tubes sont tournées exactement et ajustées, puis unies au moyen de boulons et d'écrous.

La fig. (124) est la section d'une corde supérieure qui est circulaire à l'intérieur et hexagonale extérieurement; sa section est carrée à ses extrémités pour l'attache sur les bras; elle est employée en Amérique par les ingénieurs Fink, Bollman, et


Fig. (124).

par la Compagnie des Ponts de Détroit. La fig. (125) est encore une colonne Phœnix en trois sections. La fig. (126) une colonne de Keystone. La fig. (127) est une colonne Phœnix ayant un fer à T rivé à sa partie supérieure.


Fig. (125).

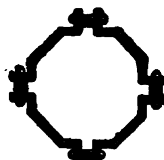
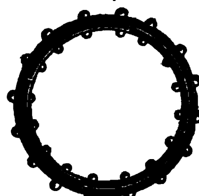
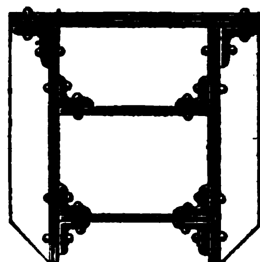

Fig. (126).

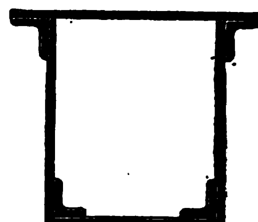

Fig. (127).

La fig. (128) est la colonne composée en fer, de l'usine des Ponts à Baltimore.


Fig. (128).

Les fig. (129 et 130) montrent une coupe centrale et une coupe d'extrémité de la corde supérieure du pont d'Allahabad.


Fig. (129).


Fig. (130).

Les fig. (131 et 132) représentent la corde supérieure et la corde inférieure du beau pont de John Hawshaw, qui traverse la Tamise à Londres, à Charing-Cross.

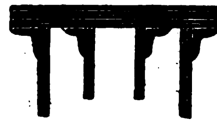


Fig. (131).



Fig. (132).

Les trous des rivets ont été perçés par une machine spéciale ; chaque plaque qui a $\frac{5}{8}$ pouces (0^m015), en contient 80, percés en une seule fois en un quart d'heure de temps.

La fig. (133) est la corde supérieure employée par la Compagnie des ponts de Keystone.

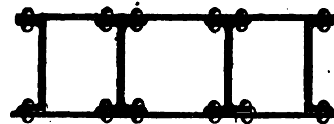


Fig. (133).

La fig. (134) est une section de la poutre qui forme le contour supérieur, ou arc de la poutre « Bowstring » d'une portée de 187 pieds (56^m997) sur la Tamise, à Windsor, et la fig. (135) celle de l'arc d'un Bowstring de 165 pieds (60^m291) sur le Shannon.

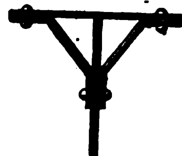


Fig. (134).

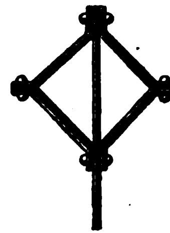


Fig. (135).

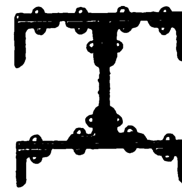


Fig. (136).

La fig. (137) montre les cordes supérieure et inférieure d'une travée de 177 pieds (53ᵐ949) du pont sur le Connecticut, à Warehouse-Point.

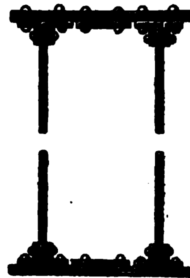


Fig. (137).

La fig. (138) est la corde supérieure d'un beau pont du chemin de fer de Pampelune à Saragosse (Espagne), au-dessus de l'Ebre; cette construction est une poutre à treillis, elle comprend 21 travées d'environ 100 pieds (30ᵐ50) chacune.

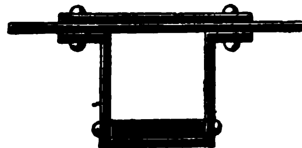


Fig. (138).

La fig. (139) est la corde supérieure du beau pont de Fairmount, au-dessus de la Shuylkill.

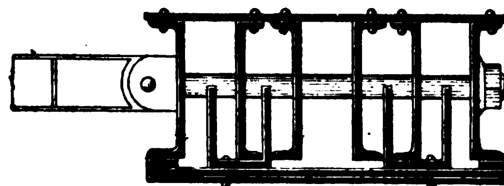


Fig. (139).

La fig. (140) représente la coupe horizontale des colonnes en fer forgé de la Compagnie de construction du pont de Keystone. On remarquera l'ingénieux assemblage employé pour relier les quatre quarts de cylindre qui constituent la colonne.

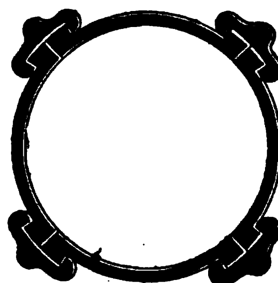


Fig. (140).

Tous ces spécimens donnent une idée suffisante des combinaisons, dont le nombre est infini, qui peuvent être utilisées ; celles de ces formes dont la section n'est pas une courbe ou un polygone fermé offrent un avantage en ce qu'elles permettent l'examen, et l'application de la peinture.



FORMULES DE RÉSISTANCE DE HODGKINSON ET GORDON POUR LES PIÈCES EN COMPRESSION.

Les formules de résistance à la compression pour les pièces de fonte et de fer, à extrémités rondes ou plates, ont été déduites des expériences de Gordon et de Hodgkinson. Nous allons en donner ici l'énumération.

Pièces de fonte. — Formules d'Hodgkinson.

— Formule de la résistance à l'écrasement pour une pièce à section pleine avec des extrémités plates et dont la longueur n'est pas plus petite que trente fois son diamètre :

$$W = 98922 \frac{d^{3.55}}{l^{1.7}}$$

Dans cette formule

W = la résistance à l'écrasement en livres,

d = le diamètre en pouces,

l = la longueur en pieds.

— Pour un pilier avec des extrémités rondes dont la longueur n'est pas moindre que 15 fois le diamètre, la formule devient :

$$W = 33379 \frac{d^{3.76}}{l^{1.7}} \qquad (A)$$

— Pour des pièces plus courtes dont les longueurs en diamètres sont moindres

que 30 pour des pièces à extrémités plates et 15 pour des pièces à extrémités rondes, il faut se servir de cette formule supplémentaire :

$$y = \frac{b\,c}{b + \frac{3}{4}c},$$

dans laquelle $y =$ le nouvel effort de rupture en livres,

$b =$ l'effort d'écrasement en livres trouvé par l'une des deux formules précédentes,

$c =$ la résistance à l'écrasement dans le sens de la section transversale évaluée à 109,801 livres par pouce carré.

Comme on a souvent occasion d'employer cette formule complémentaire, spécialement quand on cherche les efforts de rupture des segments de la corde supérieure, qui font souvent partie de la classe des pièces courtes, il sera convenable de combiner cette formule complémentaire avec celles des pièces longues et d'obtenir ainsi une formule simple pour les pièces courtes.

— Pour les pièces à section creuse et extrémités plates, la formule que donne Hodgkinson est :

$$W = 99318\,\frac{D^{3.55} - d^{3.55}}{l^{1.7}}$$

et, pour les mêmes pièces à extrémités rondes :

$$W = 29074\,\frac{D^{3.76} - d^{3.76}}{l^{1.7}}.$$

Dans chaque cas, sauf un petit changement dans la valeur du coefficient numérique, la résistance d'une pièce creuse est égale à la différence entre les résistances de deux pièces pleines dont l'une a le diamètre extérieur, et l'autre le diamètre intérieur de la pièce creuse.

Pour des extrémités plates et une longueur moindre que 30 diamètres,

$$W = 86237{,}5\left(\frac{D^2}{1 + 0{,}651223\,\frac{l^{1.7}}{D^{1.55}}} - \frac{d^2}{1 + 0{,}651223\,\frac{l^{1.7}}{d^{1.55}}}\right)$$

et, pour des extrémités rondes et une longueur moindre que 15 diamètres :

$$W = 86237{,}5\left(\frac{D^2}{1 + 2{,}2246\frac{l^{1.7}}{D^{1.76}}} - \frac{d^2}{1 + 2{,}2246\frac{l^{1.7}}{d^{1.76}}}\right)$$

Pièces de fonte. — Formule de Gordon.

La formule de Gordon, légèrement transformée, pour une pièce cylindrique à extrémités plates, est :

$$W = \frac{8000000\,\pi\,d^2}{400 + \frac{l^2}{d^2}} = \frac{25132741\,d^2}{400 + \frac{l^2}{d^2}}$$

et, pour des extrémités rondes :

$$W = \frac{2000000\,\pi\,d^2}{100 + \frac{l^2}{d^2}} = \frac{6283185\,d^2}{100 + \frac{l^2}{d^2}}$$

W = résistance à l'écrasement en livres,
d = diamètre en pouces,
l = longueur en pouces.

En résumé, Gordon n'a qu'une formule pour chaque espèce de pièce pleine, et les longueurs et diamètres sont rapportés à la même unité. Hodgkinson mesure les longueurs en pieds et les diamètres en pouces ; de plus, il use d'une formule supplémentaire pour les pièces courtes.

Pièces de fer. — Formules d'Hodgkinson.

— Résistance à l'écrasement d'une pièce pleine cylindrique à extrémités rondes dont la longueur excède 15 fois le diamètre.

$$W = 42\,\frac{d^{3.76}}{l^2} \qquad \text{(B)}$$

— Résistance à l'écrasement d'une pièce pleine cylindrique à extrémités plates dont la longueur excède 30 fois le diamètre.

$$W = 133.75\,\frac{d^{3.55}}{l^2}.$$

Dans ces deux formules
W = résistance à l'écrasement en tonnes,
d = diamètres en pouces,
l = longueur en pieds.

Pièces de fer. — Formule de Gordon.

— Résistance à l'écrasement d'une pièce pleine cylindrique.

$$W = \frac{36000\,A}{1 + \frac{l^2}{3000\,D^2}}.$$

A = aire de la section en pouces carrés,

l = longueur en pouces,
D = diamètre en pouces,
W = résistance à l'écrasement en livres.

Formules donnant le volume et le poids d'une tige en fer forgé soumise à un effort de tension.

La résistance d'une tige à la tension dépend seulement de sa section, et est indépendante de sa longueur.

Soit l = la longueur en pieds.
V = volume en pouces cubiques,
W = force de tension.

Supposons que le fer puisse supporter 60,000 livres par pouce carré :

Le volume sera :

$$V = \frac{W}{60000} \times 12\, l = \frac{W\, l}{5000}$$

Le poids d'un pied cubique de fer est 480 livres.

Le poids de la tige en pouces cubiques sera :

$$T = \frac{W\, l \times 480}{5000 \times 1728}$$

$$T = \frac{W\, l}{18000}$$

Formules pour déterminer le volume d'une pièce de fonte soumise à un effort de compression.

Pièce cylindrique pleine à extrémités arrondies.

La formule d'Hodgkinson, donnant la résistance d'une pièce cylindrique pleine à extrémités arrondies, dont la longueur n'est pas moindre que 15 fois son diamètre, et soumise à une force dirigée suivant son axe, est :

$$W = 33379 \frac{d^{3.76}}{l^{1.7}} \qquad (1)$$

dans laquelle :

W est le poids en livres,
d son diamètre en pouces,
l sa longueur en pieds.

L'expression de son volume en pouces cubiques est :

$$V = \frac{1}{4}\pi d^2 \times 12\, l = 3\,\pi\, d^2\, l \qquad (2)$$

Mais, dans (1), nous avons :

$$d^{3.76} = \frac{W\, l^{1.7}}{33379} \qquad (3)$$

d'où

$$d = \left(\frac{W\ l^{1.7}}{33379}\right)^{\frac{1}{3.76}} \qquad (4)$$

et

$$d^2 = \left(\frac{W\ l^{1.7}}{33379}\right)^{\frac{2}{3.76}} = \left(\frac{W\ l^{1.7}}{33379}\right)^{\frac{1}{1.88}} \qquad (5)$$

Substituant cette valeur de d^2 dans (2), nous avons :

$$V = 3\,\pi\, l\left(\frac{W\ l^{1.7}}{33379}\right)^{\frac{1}{1.88}} \qquad (6)$$

$$V = 3\,\pi\left(\frac{1}{33379}\right)^{\frac{1}{1.88}} \times W^{\frac{1}{1.88}} \times l \times l^{\frac{1.7}{1.88}}$$

$$V = 3\,\pi\left(\frac{1}{33379}\right)^{\frac{1}{1.88}} \times W^{\frac{1}{1.88}} \times l^{\frac{1.79}{0.94}} \qquad (7)$$

$$V = 0{,}036997151 \times W^{\frac{1}{1.88}} \times l^{\frac{1.79}{0.94}} \qquad (8)$$

dans laquelle :

V est le nombre de pouces cubiques de la pièce,
W est le poids en livres,
l la longueur en pieds.



CALCULS RELATIFS A LA DÉTERMINATION DU MINIMUM DE MÉTAL DANS UN PONT

Dans les publications techniques américaines on rencontre souvent des calculs relatifs à la détermination du minimum de métal. Mais nous ne pouvons les rapporter ici, car ils diffèrent trop et par les hypothèses et par les résultats, et ils sont souvent longs et diffus.

Nous en donnons néanmoins quelques exemples d'après M. Merrill, afin de faire voir la marche que l'on peut suivre. On remarquera que toute la charge est supposée statique.

On consultera avec intérêt, à ce sujet, le journal *Franklin Institute* et le bulletin de la *Société des Ingénieurs civils de New-York.*

Angle économique pour une paire de tiges.

Déterminer l'angle d'inclinaison pour une paire de tiges en fer, qui transmettent un effort donné aux points d'appui avec le minimum de métal nécessaire.

Supposons que D B, fig. (141), soit une poutre de longueur *a* renforcée par le montant A C et les tiges C D et C B, et chargée d'un poids W en A. Le poids est

d'abord transmis à C par A C, puis à D et B par les tiges C D et C B. On veut que l'angle de C B avec la verticale soit tel, que C B transmette la moitié de W en B, avec la quantité minimum de métal.

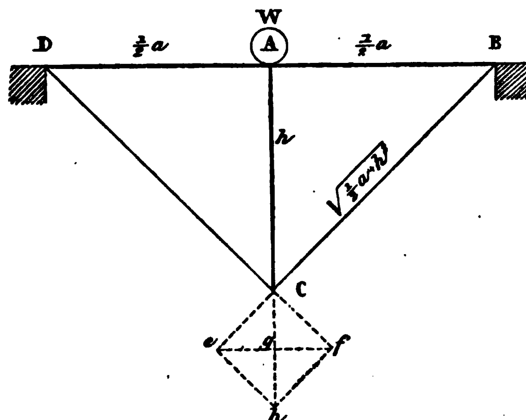


Fig. (141).

W en C est représenté par C h qui se décompose suivant C e et C f. Dans les triangles semblables A B C et C e g, nous avons :

$$\frac{C\,g}{A\,C} = \frac{C\,e}{C\,B}$$

ou

$$\frac{\frac{1}{2}\,W}{h} = \frac{C\,e}{\sqrt{\frac{1}{4}\,a^2 + h^2}};$$

d'où

$$C\,e = \frac{\frac{1}{2}\,W\sqrt{\frac{1}{4}\,a^2 + h^2}}{h}.$$

Mais C e est l'effort sur C B. Supposons que l'effort moyen de rupture du fer soit 60,000 livres par pouce carré, si nous divisons C e par 60,000, nous obtiendrons évidemment le nombre de pouces carrés nécessaires dans C B, pour rompre exactement sous l'effort C e.

donc

$$\text{section de C B} = \frac{C\,e}{60.000} = \frac{W\sqrt{\frac{1}{4}\,a^2 + h^2}}{120.000\,h}$$

Multiplions ce résultat par la longueur C B, nous aurons :

$$\text{volume de C B} = \frac{W\,(\frac{1}{4}\,a^2 + h^2)}{120.000\,h} = \frac{W}{120.000} \times \frac{\frac{1}{4}\,a^2 + h^2}{h}.$$

Si nous trouvons maintenant la valeur de h, pour laquelle cette expression sera minimum, nous aurons résolu le problème.

Le premier facteur étant constant peut être négligé, le volume sera minimum, quand $\frac{\frac{1}{2} a^2 + h^2}{h}$ sera minimum.

Différenciant, nous aurons :

$$\frac{h \times 2 h. d. h - (\frac{1}{4} a^2 + h^2) d. h}{h^2}.$$

Supposant la différentielle première nulle, nous avons :

$$2 h^2 - \frac{1}{4} a^2 - h^2 = 0,$$

$$h^2 = \frac{1}{4} a^2,$$

$$h = \frac{1}{2} a.$$

La différentielle seconde sera :

$$\frac{a^2}{2 h^2}$$

qui est positive pour $h = \frac{1}{2} a$.

Donc, cette valeur de h rendra la fonction primitive minimum.

Par conséquent, dans le triangle isocèle D B C, C B fera un angle de 45° avec la verticale, et les deux tiges seront à angle droit l'une sur l'autre.

Si h était moindre que $\frac{1}{2} a$, la longueur de C B serait diminuée, mais l'effort sur cette tige serait accru et, par conséquent aussi, sa section transversale et son volume.

Si h était plus grand que $\frac{1}{2} a$, la tension sur C B serait diminuée, mais sa longueur serait augmentée, et son volume serait plus grand que quand $h = \frac{1}{2} a$.

La loi des efforts de toute autre matière soumise à l'extension étant la même que pour le fer, c'est-à-dire que les efforts varient en raison directe de la section, nous pouvons conclure que le même angle économique sera satisfaisant pour elle dans les mêmes circonstances.

Angle économique pour une série de tiges.

Déterminer l'angle convenable d'inclinaison pour les tiges d'une travée devant transmettre un effort donné aux points d'appui, en employant le minimum de métal.

Supposons une travée de la forme ci-dessus, fig. (142), de portée a et de hauteur h, avec un poids W suspendu au point milieu F de la corde inférieure, poids

qui est transmis aux appuis. F B, G C, H D, I E sont les tiges qui transmettront la moitié du poids à la culée de droite. La projection b de chaque tige est

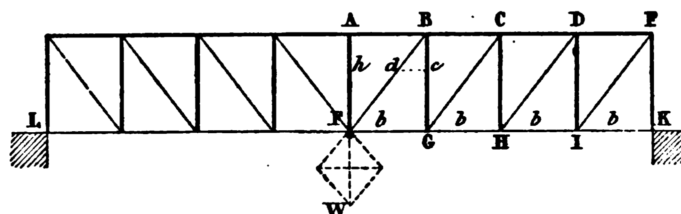


Fig. (142).

inconnue, mais doit être telle que la somme de leurs volumes doit être minima. L'angle des montants est insignifiant, car ils ne doivent servir qu'à maintenir le parallélisme des tiges, et ne doivent pas produire d'efforts sur chaque tige; car il est le même pour chacune d'elles, et indépendant de l'inclinaison des montants.

Les triangles B F G et B d c sont semblables. Dans le dernier, B $c = \frac{1}{2}$ W, et dans B F G, B G $= h$ et B F $= \sqrt{b^2 + h^2}$.

Nous avons
$$\frac{\text{B}\,d}{\text{B F}} = \frac{\text{B}\,c}{\text{B G}},$$

ou
$$\frac{\text{B}\,d}{\sqrt{b^2+h^2}} = \frac{\frac{1}{2}\text{W}}{h};$$

d'où
$$\text{B}\,d = \frac{\text{W}\sqrt{b^2+h^2}}{2\,h}.$$

Mais la section de B F en pouces carrés est évidemment égale à l'effort qu'elle supporte, divisé par 60.000 ou $\frac{1}{60.000} \times$ B d. Sa longueur est B F $= \sqrt{b^2 + h^2}$ et, si on représente son volume par V,

$$\text{V} = \frac{\text{W}\sqrt{b^2+h^2}}{120.000\,h} \times \sqrt{b^2+h^2} = \frac{\text{W}\,(b^2+h^2)}{120.000\,h}$$

L'effort et la longueur étant les mêmes pour chaque tige, leurs volumes doivent être les mêmes. Le nombre de tiges entre le milieu et la culée est évidemment égal à $\frac{1}{2}$ a divisé par b. Multipliant le volume d'une tige par le nombre de tiges, nous aurons la somme entière que nous cherchons :

$$\Sigma\,\text{V} = \frac{\text{W}\,(b^2+h^2)}{120.000\,h} \times \frac{a}{2\,b} = \frac{a\,\text{W}}{240.000\,h} \times \frac{b^2+h^2}{b}$$

Nous désirons trouver une valeur de b telle que cette fonction soit minimum.

Le premier facteur est constant, et la fonction sera minimum, en même temps que le second facteur. Différenciant, en nous rappelant que h est constant, nous trouvons :

$$\frac{b \times 2\, b.\, d\, b - (b^2 + h^2)\, d\, b.}{b^2}$$

Posons la première dérivée $= 0$, nous aurons

$$2\, b^2 - (b^2 + h^2) = 0$$

d'où

$$b^2 = h^2$$

$$b = h$$

La seconde dérivée est :

$$\frac{2\, b\, h^2}{b^4}$$

qui est positive pour $b = h$. Donc cette valeur de b rend la fonction primitive minimum.

Nous trouvons donc que l'angle économique, dans le cas d'une suite de tiges, est le même que celui trouvé pour une paire de tiges, et est 45°.

Angle économique pour une paire de bras.

Déterminer l'angle convenable d'inclinaison pour une paire de bras en fonte travaillant à la compression, de façon à transmettre un effort donné aux points d'appui, avec une quantité de métal minimum.

Supposons la figure (143). A B et B D sont des bras en fonte, B C est une tige verticale et A D est la corde. Le poids est en C. Le poids W est d'abord transmis en B où il est B c, et ses composantes sont B a et B d. La hauteur B C est h et la portée de la travée est A D $= a$.

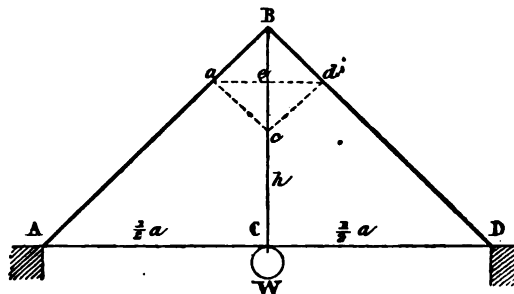


Fig. (143).

Dans B *e* *d* et B C D, nous avons :

$$\frac{B\,d}{B\,D} = \frac{B\,e}{B\,C}$$

$$\frac{B\,d}{\sqrt{h^2 + \frac{1}{4}a^2}} = \frac{\frac{1}{2}\,W}{h}$$

Mais B *d* est l'effort sur B D, et sa longueur est :

$$B\,D = \sqrt{h^2 + \frac{1}{4}a^2}\ .$$

Substituons ces valeurs dans la formule donnant le volume d'une pièce en fonte travaillant à la compression.

$$V = A \times W^{\frac{1}{1.88}} \times l^{\frac{1.79}{0.96}}\ . \qquad (1)^*$$

dans laquelle A est un coefficient numérique variable, selon que la section est pleine ou creuse, et faisons $\frac{1}{1,88} = m$ et $\frac{1,79}{0,94} = n$, nous trouverons :

$$V = A \times \left(\frac{W\sqrt{h^2 + \frac{1}{4}a^2}}{2\,h}\right)^m \times \left(\sqrt{h^2 + \frac{1}{4}a^2}\right)^n$$

$$V = \left[A + \left(\frac{W}{2}\right)^m\right] \times \frac{\left(\sqrt{h^2 + \frac{1}{4}a^2}\right)^{m+n}}{h^m} = \left[A \times \left(\frac{W}{2}\right)^m\right] \frac{\left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}}}{h^m}\ .$$

Dans cette valeur de V, le premier facteur est constant et peut être négligé dans la recherche du minimum.

Différenciant, nous aurons :

$$\frac{h^m \times \frac{m+n}{2}\left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}} \times 2\,h\,d\,h - \left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}} \times m\,h^{m-1}\,d\,h}{h^{2m}}$$

Annulons la première dérivée :

$$h^{m+1}\,(m+n)\,\left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}} - m\,h^{m-1}\,\left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}} = 0$$

ou en divisant par $h^{m-1}\,\left(h^2 + \frac{1}{4}a^2\right)^{\frac{m+n}{2}} - 1$,

* **NOTA BENE.** Nous donnons ce calcul et le suivant pour le cas de bras en fonte, et la formule (1) qui donne le volume a été déduite, comme nous avons vu, de la formule (A); d'une façon analogue, on déduirait le volume de la formule (B), s'il s'agissait de bras en fer, et la détermination de l'angle économique, dans le cas présent comme dans le suivant, se ferait d'une manière identique.

D'ailleurs, comme nous avons eu déjà l'occasion de le dire, le cas de bras en fonte n'est plus actuellement celui qui se présente généralement, l'emploi du fer, même pour les pièces en compression, ayant remplacé celui de la fonte. De plus, ce dernier calcul n'a plus qu'un intérêt rétrospectif, puisque l'on en est arrivé à employer presque partout les pièces en compression verticales.

$$h^2 (m + n) - m \left(h^2 + \tfrac{1}{4} a^2\right) = 0$$

ou

$$n h^2 = \tfrac{1}{4} m a^2$$

$$h^2 = \frac{m}{n} \frac{a^2}{4}$$

$$h = \frac{a}{2} \sqrt{\frac{m}{n}}$$

$$\frac{m}{n} = 0{,}27933$$

$$\sqrt{\frac{m}{n}} = 0{,}528$$

donc

$$h = 0{,}528 \times \frac{a}{2} = 0{,}264 \times a$$

ou

$$a = 3{,}788\ h.$$

Cette valeur de h, substituée dans la deuxième dérivée, la rend positive ; donc la fonction primitive est minimum pour cette valeur de h. Nous voyons donc que la hauteur du triangle sera un peu plus grande que le quart de la portée.

Le nombre 0,528 est la tangente naturelle de l'angle du bras avec l'horizontale ; cet angle est lui-même de 27°51′. L'angle avec la verticale est le complément de celui-là, soit 62°9′.

On pensera avec nous cependant que, quoique l'angle déterminé soit exactement le meilleur pour l'économie dans les bras eux-mêmes, un angle moindre pour l'inclinaison sur la verticale diminuerait la tension sur la corde qui relie les extrémités inférieures de ces bras, et diminuerait un peu la quantité de métal dans l'ensemble du système.

Supposant donc que A D et B C sont en fer forgé, cherchons à déterminer quand la somme de leurs volumes sera minimum.

Dans B e d et B C D, nous avons :

$$\frac{d\,e}{\mathrm{C\,D}} = \frac{\mathrm{B}\,e}{\mathrm{B\,C}}$$

$$\frac{d\,e}{\frac{1}{4}\,a} = \frac{\frac{1}{2}\,\mathrm{W}}{h} ;$$

d'où

$$d\,e = \frac{a\,\mathrm{W}}{4\,h}$$

L'effort sur C D est égal à $d\,e$ et sa longueur est $\frac{1}{4}\,a$. Donc son volume est :

$$\frac{\frac{a\,W}{4\,h} \times \frac{1}{2}\,a}{5{,}000} = \frac{a^2\,W}{40{,}000\,h}$$

L'effort sur B C est W, et sa longueur est h.

Donc son volume est :

$$\frac{W\,h}{5{,}000}$$

Doublant le volume de C D pour la somme de A C et C D, et ajoutant le volume de B C, nous avons :

$$\frac{a^2\,W}{20{,}000\,h} + \frac{W\,h}{5{,}000}$$

comme fonction d'une variable h, dont nous cherchons la valeur minimum.

La fonction peut s'écrire :

$$\frac{W}{5{,}000}\left(\frac{a^2}{4\,h} + h\right).$$

Le premier facteur est constant et peut être négligé. Différenciant le second facteur, nous aurons :

$$\frac{-\,a^2 \times 4\,d.\,h}{16\,h^2} + d.\,h.$$

Faisons $= 0$, la 1re dérivée, nous avons :

$$\frac{-\,4\,a^2}{16\,h^2} + 1 = 0$$

$$16\,h^2 = 4\,a^2$$

$$h = \frac{1}{2}\,a,$$

Comme cette valeur de h rend la seconde dérivée positive, elle rendra minimum la fonction primitive. La valeur de h précédemment trouvée, quand le métal employé pour les bras est minimum, était $0{,}26 \times a$ ou près de $\frac{1}{4}\,a$.

Donc, une hauteur comprise entre le $\frac{1}{4}$ et la moitié de la portée donnera la plus grande économie dans la quantité de métal de l'ensemble.

Détermination trigonométrique

Soit B l'angle C B D, quand

$$B\,d = \frac{1}{2}\,W \text{ séc. } B,$$

$$\text{B D} = h \text{ séc. B}$$

Remplaçant W par B d et B D par l, dans la formule donnant le volume d'un bras, nous aurons :

$$V = A\left(\tfrac{1}{2}\text{ W séc. B}\right)^m (h \text{ séc. B})^n$$

ou

$$V = A\left(\tfrac{1}{2}\text{ W}\right)^m \times h^n (\text{séc. B})^{m+n}.$$

mais

$$h \text{ tg. B} = \tfrac{1}{2}\, a,$$

$$h = \frac{a}{2 \text{ tg. B}}$$

Remplaçant h par cette valeur, nous aurons :

$$V = \left[A\left(\tfrac{1}{2}\text{ W}\right)^m \left(\tfrac{1}{2}\, a\right)^n\right] \times \frac{1}{(\text{tg. B})^n} \times (\text{séc. B})^{m+n}.$$

Négligeant le facteur entre crochets qui est constant, nous pourrons écrire le second facteur :

$$\frac{\left(\dfrac{1}{\text{cos. B}}\right)^{m+n}}{\left(\dfrac{\text{sin. B}}{\text{cos. B}}\right)^n} = \frac{1}{(\text{cos. B})^{m+n}} \times \frac{(\text{cos. B})^n}{(\text{sin. B})^n} = \frac{1}{(\text{cos. B})^m\,(\text{cos. B})^n}.$$

Différenciant, nous aurons :

$$-\frac{(\text{sin B})^n \times m\,(\text{cos. B})^{m-1}(-\text{sin. B}\, d\text{B}) + (\text{cos. B})^m \times n\,(\text{sin. B})^{n-1}(\text{cos. B}\, d\text{B})}{(\text{cos B})^{2m}\,(\text{sin. B})^{2n}}$$

Négligeant le dénominateur, et posant la 1re dérivée $= 0$, nous avons :

$$(\text{sin. B})^{n+1} \times m\,(\text{cos. B})^{m-1} - \text{cos. B}^{m+1} \times n\,(\text{sin. B})^{n-1} = 0$$

$$m \text{ sin.}^2 \text{ B} = n \text{ cos.}^2 \text{ B}$$

$$\text{tg.}^2 \text{ B} = \frac{n}{m} = 3{,}58$$

$$\text{tg. B} = 1{,}892$$

$$\text{B} = 62°9'$$

Cette valeur de B rend la seconde dérivée positive, et la fonction primitive maximum.

Elle est parfaitement conforme à la valeur trouvée précédemment pour l'angle d'inclinaison sur la verticale.

Angle économique pour une série de bras.

Déterminer l'angle convenable pour l'inclinaison des bras dans une travée, afin qu'ils transmettent un effort donné aux points d'appui avec le minimum de métal.

Soit A B C D, fig. (144), une travée dont la hauteur est h et la portée a. Supposons que le poids W soit en H et qu'il se transmettre en C et D par le système de

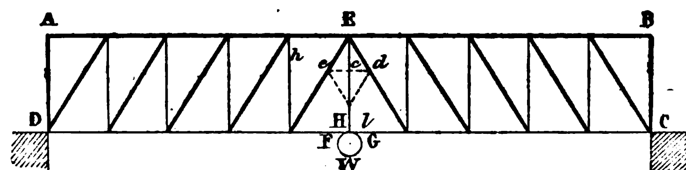


Fig. (144).

bras inclinés et de tiges. Tous les bras sont comprimés également, cette compression dépendant de leur inclinaison et nullement de l'angle des tiges qui les relient. Nous cherchons quelle doit être la valeur de b, la projection des bras, pour que la somme de leurs volumes soit minimum.

Dans le cas d'une paire de bras, il fallait déterminer la valeur de h; dans ce cas, h est fixe et b est variable.

Le poids W se transmet d'abord en E où sa moitié E c se transmet égale à E d sur E G.

Dans E c d et E H G, nous avons :

$$\frac{\mathrm{E}\,c}{\mathrm{E}\,d} = \frac{\mathrm{E\,H}}{\mathrm{E\,G}}$$

$$\frac{\frac{1}{2}\,\mathrm{W}}{\mathrm{E}\,d} = \frac{h}{\sqrt{b + h^2}}$$

d'où
$$\mathrm{E}\,d = \frac{\mathrm{W}\sqrt{b^2 + h^2}}{2\,h}.$$

E d est l'effort sur le bras E G, et E G $= \sqrt{b^2 + h^2}$ est sa longueur.

Remplaçant ces valeurs dans la formule pour le volume d'un bras de fonte, remplaçant le coefficient numérique par A et les exposants fractionnaires par m et n, nous aurons :

$$V = A\left(\frac{W\sqrt{b^2+h^2}}{2h}\right)^m + \sqrt{b^2+h^2}$$

pour le volume de E G.

Le nombre entier de bras entre H et C est évidemment égal à $\frac{1}{2}$ a divisé par b ou $\frac{a}{2b}$. Les volumes des bras étant égaux, nous aurons évidemment la somme de leurs volumes en multipliant cette expression par $\frac{a}{2b}$,

et
$$\Sigma V = \frac{a}{2b} \times A\left(\frac{W\sqrt{b^2+h^2}}{2h}\right)^m \times (\sqrt{b^2+h^2})^n$$

C'est la quantité dont nous cherchons le minimum. La seule variable est b.

On peut écrire :

$$\Sigma V = \frac{a}{2b} \times A\left(\frac{W}{2h}\right)^m \times (b^2+h^2)^{\frac{m+n}{2}}$$

ou
$$\Sigma V = \left[\frac{a}{2b} \times A\left(\frac{W}{2h}\right)^m\right] \times (b^2+h^2)^{\frac{m+n}{2}}$$

Comme la quantité entre crochets est constante, on peut la négliger dans la recherche du minimum.

Différenciant l'autre facteur, il vient :

$$\frac{b\left(\frac{m+n}{2}\right)\left(b^2+h^2\right)^{\frac{m+n}{2}-1} \times 2b\,d.b - \left(b^2+h^2\right)^{\frac{m+n}{2}} \times d.b}{b^2}$$

Faisant la dérivée première = 0, nous avons :

$$2b^2\left(\frac{m+n}{2}\right)\left(b^2+h^2\right)^{\frac{m+n}{2}-1} = \left(b^2+h^2\right)^{\frac{m+n}{2}}$$

d'où
$$2b^2\left(\frac{m+n}{2}\right) = b^2+h^2$$

$$b^2(m+n-1) = h^2$$

$$b = \frac{h}{\sqrt{m+n-1}}.$$

En donnant à m et n leurs valeurs numériques, nous avons :

$$\frac{1}{\sqrt{m+n-1}} = 0{,}8336$$

d'où

$$b = h \times 0{,}8336.$$

En donnant à b cette valeur dans la dérivée seconde, elle la rend positive ; donc elle correspond au maximum de la fonction primitive.

Le nombre 0,8336 est la tangente naturelle de l'angle 39°49′. Nous conclurons donc que l'angle le plus économique pour une suite de bras parallèles est de 39°49′ avec la verticale ou 50°11′ avec l'horizontale.

Détermination trigonométrique.

Soit E l'angle H E G que nous cherchons,

$$E\,d = \tfrac{1}{2}\,W \text{ séc. } E$$

$$E\,G = h \text{ séc. } E.$$

Remplaçant E d, l'effort sur E G, par W et E G par l, dans la formule donnant le volume d'un bras, et introduisant le coefficient numérique A et les exposants m et n, nous aurons :

$$V = A\left(\frac{W}{2}\text{ séc. } E.\right)^m \times (h \text{ séc. } E)^n$$

Multipliant par $\frac{a}{2\,b}$ le nombre de bras, nous aurons :

$$\Sigma\,V = \frac{a}{2\,b} \times A\left(\frac{W}{2}\text{ séc. } E\right)^m \times (h \text{ séc. } E)^n .$$

Remplaçant b par sa valeur h tg. E.

$$\Sigma\,V = \frac{a}{2\,h} \times \frac{1}{\text{tg. } E} \times A\left(\frac{W}{2}\right)^m \times h^n\,(\text{séc. } E)^{m+n}$$

ou

$$\Sigma\,V = \frac{a \times A \times W^m \times h^{n-1}}{2^{m+1}} = \frac{(\text{séc. } E)^{m+n}}{\text{tg. } E}$$

Le premier facteur est constant et peut être négligé. Différencions la seconde fraction, nous aurons :

$$\frac{\text{tg. E } d.\ (\text{séc. E})^{m+n} - (\text{séc. E})^{m+n}\, d\,\text{tg. E}}{\text{tg.}^2\ \text{E}}$$

ou

$$\frac{\text{tg. E } (m+n)\ (\text{séc. E})^{m+n-1} \times \dfrac{\text{sin. E}}{\text{cos.}^2\ \text{E}}\ d.\ \text{E} - (\text{séc. E})^{m+n} \times \dfrac{1}{\text{cos.}^2\ \text{E}}\ d.\ \text{E}}{\text{tg.}^2\ \text{E}}$$

Posant la première différentielle $= 0$,

$$\text{tg. E } (m+n)\ (\text{séc. E})^{m+n-1} \times \text{sin. E} - (\text{séc. E})^{m+n} = 0$$

$$\text{tg. E } (m+n) \text{ sin. E} = \text{séc. E}$$

$$\text{sin.}^2\ \text{E } (m+n) = 1$$

$$\text{sin.}^2\ \text{E} = \frac{1}{m+n}$$

$$\text{log. (sin.}^2\ \text{E}) = \bar{1},6132924$$

$$\text{log. sin. E} = 9,8066462$$

$$\text{E} = 39^\circ\ 50'\ 35''$$

ce qui concorde avec nos calculs précédents. Cette valeur de E rend la deuxième dérivée positive, comme il convient.

L'angle le plus économique pour un simple poids au milieu de la portée sera évidemment le meilleur pour le cas général de poids en des points quelconques du pont.



SECONDE PARTIE

EXEMPLES DE PONTS.

PETIT PONT EN BOIS SUR LA LIGNE DE PHILADELPHIE ET READING.

Ce petit pont n'a que 36 pieds ($10^{m}97$) de longueur; il se compose de deux poutres en bois longitudinales de 15 pouces ($0^{m}38$) de hauteur sur 10 pouces ($0^{m}25$) de largeur, reposant à leurs extrémités sur les culées en maçonnerie. Au milieu, ces poutres ont été renforcées de chaque côté par une pièce de 16 pieds ($4^{m}87$) de longueur, d'une hauteur de 15 pouces ($0^{m}38$) et d'une largeur de 10 pouces ($0^{m}25$). Pour donner aux poutres de la rigidité en même temps que de la solidité, on a placé, aux épaulements des pièces de renfort, des contre-fiches qui à leur autre extrémité s'appuient contre les culées sur des sabots en fonte posés eux-mêmes sur un madrier et en outre rattachés à la travée au moyen de tiges en fer traversant la poutre. Ces contre-fiches sont obliques par rapport à la pièce de renfort et empêchent ainsi l'oscillation latérale.

Les rails sont placés sur les poutres mêmes qui sont reliées transversalement par des tirants en fer. La distance d'axe en axe des rails est de 4 pieds 8 pouces $\frac{1}{2}$ ($1^{m}44$).

Nous ne nous étendrons pas davantage sur ce petit pont, le plan, la coupe et l'élévation que nous en donnons (planche XIII) suffiront amplement pour qu'on se rende parfaitement compte de son mode de construction.

POUTRES EN BOIS HOWE DE LA COMPAGNIE AMÉRICAINE DES PONTS A CHICAGO.

La planche VII représente la disposition généralement adoptée dans la construction des travées Howe, avec des bras et des cordes en bois.

Les ponts construits d'après ce système sont très-répandus aux Etats-Unis, beaucoup plus que dans aucun autre pays, et le type suivant, que nous allons décrire, adopté par la Compagnie américaine des ponts à Chicago a donné d'excellents résultats, surtout dans les ponts à courtes travées; mais ils demandent, comme tous les ponts en bois, de très-grands soins pour les protéger contre les intempéries. Pour des travées de 200 pieds ($60^{m}959$) et au-dessus on ajoute généralement un arc; cette addition cependant présente de grands inconvénients en raison des difficultés à faire travailler à l'unisson deux systèmes si différents. Un des avantages particuliers de ce système est de rendre facile la réparation des pièces en mauvais état, avec de simples porte à faux sans être forcé d'étayer tout le pont. Les poutres ont une très-grande hauteur, qui est au minimum un sixième de la longueur de la travée.

La fig. (1) représente l'élévation d'un de ces ponts pour une portée de 150 pieds ($45^{m}72$). La fig. (2) représente une coupe transversale selon AB. La fig. (3) donne le plan de la corde supérieure et la fig. (4) la vue en-dessous de la corde inférieure. La fig. (5) montre le détail d'assemblage des bras et de la corde inférieure, ainsi que le contreventement des cordes inférieures. Ces cordes, comme on le voit, sont formées de quatre madriers placés l'un près de l'autre et maintenus dans l'écartement voulu au moyen de sortes de coins en bois comme dans la fig. (5), ou en fonte comme dans la fig. (6).

Les joints des madriers des cordes inférieures sont réalisés au moyen de deux plaques en fonte (on remarquera que la partie du madrier qui la recouvre est enlevée pour laisser voir la surface de la plaque) dont les surfaces latérales sont

armées de pointes qui les empêchent de glisser. Ces deux plaques sont unies avec une barre à crochets en fer prévenant l'écartement fig. (7); deux boulons traversent les plaques et les quatre madriers fig. (6) formant ainsi l'union d'une des poutres de la corde inférieure. Ces assemblages, qui peuvent être effectués en bois d'une façon analogue fig. (5) sont alternés; il ne s'en trouve jamais deux dans le même panneau. Les bras ne reposent pas directement sur les madriers des cordes, mais sur des coussinets en fonte traversés par des tiges en fer comme le montrent les fig. (5 et 6).

La fig. (8) représente un de ces coussinets traversé par trois tiges, et la fig. (9) l'un d'eux traversé par cinq tiges. Les premiers sont placés généralement au milieu, où la tension des barres est moindre, comme on l'a vu dans les calculs que nous avons produits, et les seconds sont placés vers les extrémités où cette tension est plus considérable; la fig. (10) représente un des coussinets extrêmes où reposent la dernière diagonale et le dernier montant, et la fig. (12) un des coussinets de contreventement; il a deux trous donnant passage, l'un à une barre du contreventement serrant les croix de St-André et traversant tous les madriers de la corde inférieure; et l'autre, à un boulon qui presse le coussinet contre les madriers et les coins en fonte ou en bois maintenant l'écartement entre les madriers. La voie est généralement placée sur la corde inférieure qui supporte des solives sur lesquelles se posent les rails ou le plancher.

Les contreventements des deux cordes sont formés par des croix de St-André; afin d'éviter les assemblages à mi-bois qui affaiblissent, on superpose les deux bras, comme le montre la fig. (13) et on les boulonne au croisement.

La travée entière repose sur des poutres en travers placées sur la maçonnerie, ainsi qu'on le voit dans l'élévation, fig. (1), et les montants verticaux aux extrémités sont composés de quatre forts madriers.

Les bras et les contre-bras sont ordinairement boulonnés à leurs points de croisement.

PONT SUR L'HUDSON DU CHEMIN DE FER DE PUVER.

Le pont est en bois, il a une longueur de 150 pieds (45^m72) [planche XVI] fig. (12).

Sa largeur est de 26 pieds (7^m925) environ.

Il présente cette particularité qu'il est couvert; cela a l'avantage de préserver les bois d'une détérioration prématurée, mais l'incendie étant à craindre, c'est un des rares ponts de cette espèce qu'on conserve encore.

Il est constitué par deux poutres du système Howe.

La corde supérieure est composée de trois, et la corde inférieure de quatre madriers boulonnés ensemble.

Les bras et contre-bras s'appuient contre les deux cordes par l'intermédiaire de sabots en fonte.

Les bras sont formés chacun de deux madriers parallèles entre lesquels passe le madrier qui constitue le contre-bras. Au point de rencontre un boulon traverse la triple épaisseur des madriers. Il faut remarquer que les bois ne sont pas entaillés en ce point.

Une disposition intéressante que présente ce pont consiste en ce qu'on a relié chaque ferme aux poutres qui supportent les voies et qui reposent à leurs extrémités sur la corde inférieure. On donne ainsi à ces poutres un troisième point d'appui. Cette liaison est obtenue par un grand étrier en fer rond dont le coude repose sur l'entrait de la ferme.

PONT MIXTE, BOIS ET FER, CONSTRUIT PAR LA COMPAGNIE AMÉRICAINE DE CHICAGO.

Ce pont est, comme on le voit (planche VIII), du système Pratt. La longueur de la travée est de 150 pieds (45m72).

La corde supérieure et les montants sont en bois; la corde inférieure est formée de barres à œils avec des chevilles comme dans les ponts en fer.

Trois madriers, placés l'un contre l'autre, forment la corde supérieure, ils sont maintenus à une légère distance les uns des autres par des coins en bois.

Les deux montants extrêmes sont également en bois et formés de deux forts madriers reposant sur le sabot en fonte qui reçoit l'extrémité de la corde inférieure; mais, comme l'emploi simultané du bois et du fer, éléments différents qui se dilatent et se contractent inégalement pendant les variations de température, pourrait détruire l'état d'équilibre de la poutre en la faisant travailler plus que le calcul n'aurait prévu, dans quelques-unes de ses parties on a formé à charnière l'assemblage des deux bras extrêmes avec les cordes, en permettant ainsi à la poutre de s'abaisser ou de s'élever selon les changements de température.

La fig. (1) montre l'élévation de cette poutre.

La fig. (2) représente une coupe transversale.

La fig. (3) le plan de la corde inférieure, et la fig. (4) le plan de la corde supérieure.

Les montants verticaux sont en bois et unis à la corde supérieure par des sabots en fonte dont on voit la forme dans la fig. (7), et, à la corde inférieure, ils sont aussi munis de sabots en fonte.

Les tiges de la corde inférieure et des diagonales sont des barres à œils plates. Les contre-tiges sont des barres rondes munies de tendeurs.

La voie dans cette travée est toujours suspendue à la corde inférieure et supportée par des poutres en bois ou en fer, comme le montre la fig. (3).

Le contreventement se fait comme dans les autres travées.

Cette poutre, d'un montage simple et facile, est d'une très-grande économie; elle ne se place ordinairement ni sur des glissières, ni sur des galets, mais sur des secteurs.

PONT POST, FER ET BOIS, SYSTÈME POST

Album de la Compagnie américaine de Chicago

Dans ce pont (planche IX), la corde supérieure et les bras sont en bois; la corde inférieure et les tiges en fer.

Les bras, à l'exception des deux extrêmes qui sont verticaux, sont inclinés à 39°, angle considéré comme le plus économique; les tiges s'étendent sur la longueur de deux panneaux et les contre-tiges sur un seul, mais par suite de l'inclinaison des bras, celle des tiges et des contre-tiges est la même. La figure (1) représente une élévation de cette poutre, la fig. (3) un plan de la corde supérieure et la fig. (2) celui de la corde inférieure.

L'union des montants en bois avec la corde supérieure est faite au moyen de sortes de boîtes en fonte pénétrant dans cette corde, comme le montre la fig. (5). Les extrémités des bras portent sur des sabots en fonte et leur union avec la poutre s'opère de différentes façon, la fig. (6) représente la liaison du sabot avec les poutres du plancher.

La fig. (7) montre l'union d'un des derniers montants verticaux avec l'extrémité de la corde supérieure, et la fig. (8) l'assemblage de ce même montant avec la corde inférieure.

Le plancher de ces ponts peut être en bois ou en fer et est ordinairement suspendu à la corde inférieure.

Les contreventements sont les mêmes que dans les autres poutres.

Ce système, tant en bois qu'en fer, tend à disparaître et à faire place au système à mailles rectangulaires.

PONT MIXTE EN BOIS ET FER SUR LE MISSOURI

Ce pont a une portée de 54 pieds (16^m459). Il donne passage à un chemin de fer à une voie de la compagnie du Pacifique. Il est du système Post. La corde supérieure est formée de deux madriers, réunis par une fourrure dans le milieu de chaque panneau. La corde inférieure est en barres à œil. Les bras sont des poutres en bois, s'emboîtant dans des sabots en fonte à leurs deux extrémités. Les tiges sont des barres à œil plates et les contre-tiges des barres à œil rondes, avec tendeurs. A leurs deux extrémités, les bras, les tiges et les contre-tiges sont réunis aux cordes supérieure et inférieure par les mêmes chevilles. Les deux montants extrêmes sont verticaux, munis de sabots en fonte à leurs deux extrémités. Les chevilles de la corde inférieure servent aussi à suspendre les poutres du plancher par des étriers et des harpons. Des longrines, reposant sur les poutres du plancher, reçoivent les traverses de la voie. Enfin, pour maintenir la verticalité des poutres, deux tirants obliques, terminés par des écrous, réunissent la corde des poutres transversales suspendues aux longrines par des étriers.

La fig. (16), (planche XX) donne l'élévation de cet élégant petit pont, et la fig. (17) la coupe en travers.

Ce pont est d'une construction très facile et en même temps très solide.

TYPE DE PONT

Tiré de l'album de l'ingénieur Bender.

Les détails de ce pont (planche XVI, fig. 3, 4, 5, 6) se rattachent aux systèmes Pratt et Linville ; c'est un type proposé par un ingénieur distingué, M. Charles Bender ; il ne diffère des autres ponts de ces systèmes que par la corde supérieure et les montants, formés de trois fers à double T rivés ensemble (fig. 3).

La corde supérieure est divisée en autant de parties qu'il y a de panneaux ou de mailles. A leurs extrémités ces portions de la corde supérieure sont maintenues dans des sabots en fonte traversés par la cheville qui maintient les tiges et contre-tiges. Un quelconque de ces sabots est uni aux deux extrémités des cordes qui viennent s'appuyer sur lui par des plaques en fer rivées aux semelles de deux fers à double T placés horizontalement. Il sert aussi à maintenir les fers transversaux reliant les deux travées et les tirants en croix formant le contreventement supérieur, composé de tiges avec écrous s'appuyant sur ce sabot ; cette disposition permet de les tendre d'une façon très-satisfaisante.

Les montants posent sur le coussinet en fonte où ils sont rivés (fig. 4).

La corde inférieure est formée comme d'habitude de barres à œil (fig. 5, 7).

La voie est placée sur des traverses en fer, formées d'une âme et de quatre cornières, sur lesquelles reposent des solives allant longitudinalement selon la voie ; elles sont formées de fers à double T unis au moyen de cornières aux traverses principales. Sur ces solives sont placées des traverses en bois. Les rails eux-mêmes sont fixés sur un fort madrier courant dans le même sens que les longrines qui sont destinées à diminuer le danger d'un déraillement.

Ce système est fort simple et très-économique ; l'oxydation est facilement prévenue, car il est possible de renouveler les couches de peinture et de s'assurer fréquemment des dégradations que le temps amène toujours avec lui.

PONT SUR LA VALLÉE DE LANSDOWNE, PARC DE FAIRMOUNT A PHILADELPHIE

Ce pont (planche X) a été érigé dans le parc de Fairmount, à Philadelphie, pendant l'année de l'exposition universelle des Etats-Unis à l'occasion du centenaire de l'Indépendance : il passe au-dessus de la vallée de Lansdowne, large ravin où coule un petit ruisseau.

Nous le citons dans cet ouvrage, non pas tant dans l'intérêt technique qu'à cause de son originalité, de sa légèreté et de l'élégance de son ornementation.

Sa construction cependant mérite qu'on s'y arrête un instant, car il pourrait être utilement employé, pour servir de modèle dans certains cas, soit à l'intérieur d'une propriété particulière, soit comme viaduc lorsqu'il serait franchi par des charges légères, car, par le fait, c'est bien plutôt une passerelle qu'un pont.

Il a été construit d'après les plans des ingénieurs Henry Pettit et Joseph Wilson. Il se divise en douze travées et ses dimensions générales sont les suivantes :

3 travées centrales de 80 pieds.	240	pieds.	($3 \times 24^m38 = 73^m14$)
2 intermédiaires de 60 —	120	—	($2 \times 18^m28 = 36^m56$)
7 aux extrémités de 20 —	140	—	($7 \times 6^m09 = 42^m67$)
6 espaces sur les piles de 10 p^{ces} ch.	5	—	($6 \times 0^m25 = 1^m50$)
2 sur les talus de 5 p^{ces}	10	—	($2 \times 1^m52 = 3^m04$)
Longueur totale de la construction supérieure.	515	—	155^m91
Terre-plein (nord).	45	—	(13^m71)
— (sud).	125	—	(38^m10)
Longueur totale du pont et de ses approches.	685	—	(51^m81)

Largeur de la chaussée	60	—	. . . .	(18^{m}28)
— des trottoirs 10 p. ch. . . .	20	—	. . . .	(6^{m}09)
Largeur total du pont.	80	—	. . . .	(24^{m}38)
Distance entre les centres des travées.	16 $\frac{1}{2}$	—	. . . .	(5^{m}02)
Projection des trottoirs en dehors. .	7	—	. . . .	(2^{m}13)

Les grandes travées de 60 pieds (18^{m}28) et de 80 pieds (24^{m}37), sont des poutres Pratt; le tablier, les cordes supérieures ainsi que les bras sont en bois, tandis que les cordes inférieures et tous les autres éléments de tension sont en fer forgé. Les fondations sont en maçonnerie et les culées en pierre de taille piquée et travaillée, ce qui produit un joli effet qui contraste avec la légèreté du pont dans toutes ses autres parties ; des bases en maçonnerie soutiennent des colonnes en bois renforcées par des planches fort épaisses boulonnées sur deux de leurs faces comme il est indiqué au dessin en *a* et en *b* (fig. 3). Ces colonnes sont toutes unies transversalement par des longerons en bois et des tirants en fer disposés en croix; le tout formant ainsi un système parfaitement solide et résistant.

Dans les grandes travées se trouvent aussi des contreventements qui se rattachent aux colonnes et allant, pour les travées extrêmes, s'encastrer fortement dans la maçonnerie supportant les colonnes. Les coussinets des montants ou bras sont en fonte.

Toute la charpente de la construction est en bois de différentes essences, choisis sans défauts et sans nœuds. Le plancher du pont est formé d'une double épaisseur de planches de 2 pouces (0^{m}05). Les inférieures sont en bois blanc et posées diagonalement, tandis que les supérieures sont en chêne blanc et dans le sens de la voie. Le plancher du trottoir a également deux épaisseurs, les planches inférieures en bois blanc ayant 2 pouces (0^{m}05) d'épaisseur, tandis que celles qui les recouvrent sont en pin jaune et n'ont que un pouce et un quart (0^{m}03). Elles sont placées longitudinalement.

Comme on le voit, le bois entre presque exclusivement dans cette construction qui s'élève — en son millieu — de 68 pieds (20^{m}72) au-dessus du sol de la vallée. De chaque côté il est orné de candélabres élégants.

POUTRES EN BOIS MURPHY, WHIPPLE OU PRATT.

Construites par Kellogg et Maurice.

Un autre système (planche XI) qui a été expérimenté aussi dans de nombreux endroits et a donné de bons résultats, est celui dont voici le détail: Les cordes sont également en bois; les panneaux de la travée sont carrés, mais la corde inférieure est supportée, à des points intermédiaires, entre les bras. Par cette méthode la section superficielle des cordes inférieures est réduite aux extrémités de la travée, proportionnellement aux forces décroissantes.

La fig. (1) représente l'élévation; la fig. (2) le plan de la corde inférieure; la fig. (3) le plan de la corde supérieure.

La corde inférieure, comme on le voit dans la fig. (4) du détail, et dans la fig. (3), est diminuée en partant des derniers montants en bois vers les extrémités: elle n'est plus formée que de deux madriers au lieu des quatre qui la constituent dans les autres panneaux. Au point où cette diminution est produite, l'union est maintenue par des coins serrés par des boulons traversant ainsi une épaisseur de six madriers. Les autres unions des madriers à la corde inférieure sont faites de la même façon. La corde supérieure reste toujours formée de quatre madriers dans toute sa longueur.

Les bras extrêmes inclinés sont composés de trois forts madriers, entre lesquels s'en trouvent deux autres de moindre dimension. Ces cinq madriers sont solidement maintenus ensemble par des boulons. L'union de ces montants avec la corde supérieure est faite au moyen de coussinets en fonte, et les trois plus forts madriers des bras reposent seuls sur ces coussinets, comme l'indique la fig. (11).

Dans la corde inférieure, cette union avec les bras inclinés ne s'opère pas comme habituellement en les appuyant sur les madriers de la corde, mais en les

faisant reposer sur des plaques en fonte ou en fer et en boulonnant ces plaques et les bras aux extrémités de la corde inférieure.

Les montants ou bras intermédiaires sont en bois et unis aux cordes par des sabots en fonte munis d'un relief en croix pénétrant dans les madriers, fig. (8) et (12), formant les cordes. On obtient ainsi une jonction solide.

Toutes les tiges sont en fer et faites de manière à recevoir des écrous qui reposent sur des coussinets en fonte et non sur le madrier lui-même.

La voie est placée sur des solives posant sur les cordes inférieures et, comme la distance entre les panneaux serait trop grande, des tiges s'unissant au milieu de ce panneau avec l'extrémité du bras à la corde supérieure, partagent ainsi cette partie de la corde en deux, ce qui permet de placer la voie en toute sécurité.

Les contreventements de cette poutre sont faits selon la méthode ordinaire.

Cette poutre n'offre pas seulement des avantages d'économie mais encore des avantages de légèreté et de solidité. Elle est d'un très-joli aspect.



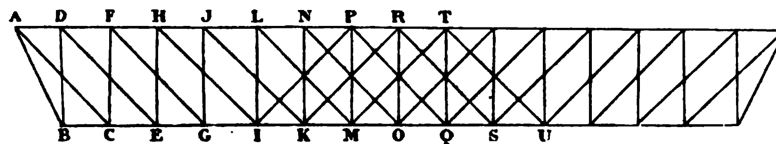
PONT EN BOIS ET FER DE DANVILLE.

Ce pont, qui a été construit en 1868 par la Compagnie des ponts de Détroit, pour le chemin de fer de Toledo, Wabask et de l'Ouest, traverse la rivière Vermillon. Il a une seule voie.

La travée représentée dans la planche (XII) a 197 pieds 4 pouces (60,13) d'axe en axe, des deux piliers en bois sur lesquels elle repose à ses deux extrémités; la hauteur de la poutre est de 24 pieds (7^{m}315); les panneaux sont au nombre de 16 et ont 12 pieds 4 pouces (3^{m}75) chacun; la distance entre les axes des travées est de 14 pieds (4^{m}26).

Le poids mort est calculé à raison de 1.000 livres (453^{k}5) par pied et le poids vif à raison de 2,340 livres (1,061^{k}200) par pied, soit en totalité 3,340 livres par pied (1,514^{k}7), ou 20,600 livres (8,342^{k}1) pour chaque panneau de chaque travée.

Les tableaux suivants donnent les forces qui agissent sur les différentes parties; elles sont calculées d'après la méthode que nous avons indiquée dans la théorie.



TENSION DES TIGES

DÉSIGNATIONS des tiges	TENSIONS		SURFACES		DIMENSIONS	
	Livres	Kilogs	Pouces carrés	Centimètr. carrés	Pouces	Centimètres
AB	93.000	42.184	8.00	51.611	2 tiges 2 × 2	2 tiges 5,1 × 5,1
AC	103.000	46.720	9.05	58.384	2 — $2\frac{1}{8} \times 2\frac{1}{8}$	2 — 5,7 × 5,7
DE	89.000	40.370	8.00	51.611	2 — 2 × 2	2 — 5,1 × 5,1
FG	74.000	33.566	7.03	45.353	2 — $1\frac{7}{8} \times 1\frac{7}{8}$	2 — 4,7 × 4,7
HI	59.000	26.762	6.12	39.482	2 — $1\frac{3}{4} \times 1\frac{3}{4}$	2 — 4,4 × 4,4
JK	44.000	19.958	4.59	29.611	2 — $1\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2}$	2 — 3,7 × 3,7
LM	30.000	13.608	3.12	20.128	2 — $1\frac{1}{4} \times 1\frac{1}{4}$	2 — 3,1 × 3,1
NO	29.000	13.154	3.00	19.354	2 — $1\frac{1}{2} \times 1$	2 — 3,7 × 2,5
PQ	21.000	9.525	2.00	12.903	2 — 1 × 1	2 — 2,5 × 2,5
RS	14.000	6.350	1.50	9.676	2 — $1 \times \frac{3}{4}$	2 — 2,5 × 1,9
TU	12.000	5.443	1.25	8.063	2 — $1 \times \frac{5}{8}$	2 — 2,5 × 1,5

COMPRESSIONS SUR LES BRAS OU MONTANTS

DÉSIGNATIONS des montants	COMPRESSIONS		SURFACES		DIMENSIONS	
	Livres	Kilogs	Pouces carrés	Centimètres carrés	Pouces	Centimètres
DB	82.000	37.195	168	1083.830	1 bras 12 × 14	1 bras 30,5 × 35,6
FC	72.000	32.659	168	1083.830	1 — 12 × 14	1 — 30,5 × 35,6
HE	62.000	28.123	144	928.997	1 — 12 × 12	1 — 30,5 × 30,5
JG	52.000	23.587	144	928.997	1 — 12 × 12	1 — 30,5 × 30,5
LI	41.000	18.597	100	645.137	1 — 10 × 10	1 — 25,4 × 25,4
NK	31.000	14.061	100	645.137	1 — 10 × 10	1 — 25,4 × 25,4
PM	21.000	9.525	100	645.137	1 — 10 × 10	1 — 25,4 × 25,4
RO	21.000	9.072	100	645.137	1 — 10 × 10	1 — 25,4 × 25,4

TENSIONS SUR LA CORDE INFÉRIEURE.

DÉSIGNATIONS des parties de la corde	TENSIONS		SURFACES		DIMENSIONS	
	Livres	Kilog^{s}	Pouces carrés	Centimètres carrés	Pouces	Centimètres
BC	42.000	^{k}190.509	3.78	24.38	3 barres carrées 1 $\frac{3}{8}$ de côté	3.4
CE	116.000	52.617	10.56	68.12	4 — — 1 $\frac{5}{8}$ —	4
EG	180.000	81.647	15.30	98.70	5 — — 1 $\frac{3}{4}$ —	4.3
GI	233.000	105.687	18.36	118.44	6 — — 1 $\frac{3}{4}$ —	4.3
IK	275.000	124.738	24.00	154.83	6 — — 2 —	5.1
KM	307.000	139.253	25.06	161.66	6 — — 2 $\frac{1}{8}$ —	5.4
MO	328.000	148.778	30.36	195.86	6 — — 2 $\frac{1}{4}$ —	5.7

La fig. (1) représente l'élévation de la poutre.

La fig. (2) représente l'extrémité de la corde supérieure avec l'attache des deux tiges portant les deux premiers bras. La fig. (3) représente la réunion d'un bras rapproché des piliers à son extrémité avec la corde supérieure; ce bras est, on le voit, muni d'un chapeau en fonte.

La fig. (11) montre l'autre extrémité de ce même bras au point de liaison avec la corde inférieure.

La fig. (4) représente l'union d'un bras avec la corde supérieure pour les bras placés vers le milieu, et la fig. (12) l'extrémité de ces mêmes bras à la corde inférieure et aussi le mode d'attache des contreventements.

La fig. (5) est une coupe de l'assemblage des bras avec la corde supérieure, et l'on remarquera que la tige ne repose pas sur la fibre des bois mais sur le chapeau du montant.

La fig. (13) montre une vue en-dessus de cette union, sans le chapeau, que traversent les tiges.

La fig. (8) représente cette même vue de la corde supérieure avec le chapeau et les tiges mises en place.

La fig. (6) donne la coupe transversale A B de la corde supérieure à l'extrémité de la poutre, ainsi que l'assise d'un des bras sur les coussinets en fonte.

La fig. (7) montre la coupe C D de la corde supérieure au centre et la vue du bras au même point.

Les figures (14) et (15) représentent les mêmes coupes sur la corde inférieure.

La fig. (16) représente, en plan, la corde inférieure, les poutres transversales inférieures, et les tiges diagonales, au centre de la travée.

Les chevilles ont $3\frac{1}{2}$ pouces (0^m08) de diamètre.

La corde supérieure qui est en sapin, a une section totale de 288 pouces carrés (1816 cmq), elle est composée de 2 pièces, 6×12, ($0^m15 \times 0^m30$) et de 1 pièce, 12×12 ($0^m30 \times 0^m30$), espacées de $2\frac{1}{2}$ pouces, (0^m06). Les solives du plancher ont 6×13 ($0^m15 \times 0^m33$), elles sont placées à 2 pieds (0^m61) l'une de l'autre d'axe en axe. Les contreventements ont $1\frac{1}{4}$ pouces (0^m03) de diamètre.

La table suivante donne les volumes du bois, et les poids du fer et de la fonte qui entrent dans la composition d'une travée.

DÉSIGNATION DES PIÈCES	MESURES DU BOIS		POIDS DU FER		POIDS DE LA FONTE	
	Pieds cubes	Décimètres cubes	Livres	Kilogrammes	Livres	Kilogrammes
				k		k
Cordes supérieures ..	10000	283153.	790	358.338	3049	1383.002
Bras.............	7200	203870.2	480	217.724	22950	10409.913
Cordes inférieures...	.....	....	24932	11308.748	.....	....
Tiges principales....	.....	....	22516	10213.054	2410	1093.160
Contre-tiges........	.....	....	1872	849.126	.....	....
Système latéral.....	1800	50967.6	6702	3039.977	510	231.332
Chevilles d'assemblage.......	.....	....	3100	1406.140	156	70.760
Poutres du plancher..	10400	396414.4	670	303.907	268	121.563
Poutres des contreventements...	4800	135913.5	.....	....	.....	....
TOTAUX.....	34200	1070318.7	61062	27697.014	29343	13309.730

Ce pont est d'une construction remarquable; ses détails sont étudiés avec soin, il présente cet avantage sur les autres systèmes mixtes—bois et fer—que la pression due aux tiges ne se transmet pas de la corde supérieure aux bras, condition défectueuse produisant l'écrasement du bois de la corde supérieure, tandis qu'ici, grâce à des dispositions particulières (comme on le voit sur la planche) elle se porte sur les coussinets des bras.

PONT, BOIS ET FER, DE GRAFTON.

Un autre exemple de pont mixte (planche XIII), celui-ci emprunté à M. Fink, inventeur de la poutre de ce nom, se trouve à Grafton, sur la ligne du chemin de fer de Baltimore et de l'Ohio.

La travée représentée par une demi-élévation a une longueur de 200 pieds (60^{m}959).

Les cordes supérieures sont en bois; elles sont composées de 6 madriers reposant à leurs extrémités sur deux supports en fonte d'une hauteur de 23 pieds (7^{m}01); ces supports sont fixés sur des piliers en pierre.

La fig. (1) représente l'élévation latérale, et la fig. (2) une section transversale.

La voie est placée à la partie inférieure de la poutre et repose sur des solives en bois attachées à l'extrémité de chaque montant. Ces solives sont des poutres armées comme le montre la coupe (fig. (2). Chaque file de rails de cette voie est posée sur un double rang de longrines et sur des traverses en bois.

La distance entre les axes des deux poutres est de 16 pieds (4^{m}87), et la hauteur de 23 $\frac{1}{2}$ pieds (7^{m}16.)

Il y a 16 panneaux, ayant chacun 12 $\frac{1}{2}$ pieds (3^{m}81) de longueur.

La corde supérieure, qui est en bois, est, afin de la protéger, recouverte d'une sorte de toiture L, ornée de moulures formant corniche.

La fig. (3) représente l'élévation d'un des montants intermédiaires D et son assemblage avec la corde supérieure.

La fig. (3) montre encore ce même montant à sa partie inférieure, sa réunion avec les solives de la voie et les poutrelles G formant la corde inférieure.

La fig. (4) présente une coupe du montant du milieu B, sa liaison avec la corde supérieure et les six tiges qui aboutissent à l'extrémité de ce montant.

La fig. (4) donne de plus une élévation latérale de ce même montant à la partie inférieure, sa réunion avec les solives du plancher et les deux tirants principaux qui y aboutissent.

Les contreventements de cette poutre sont disposés comme d'habitude.

En général, ces poutres offrent une grande facilité de montage et sont très-avantageuses lorsque la construction doit être faite en un temps très-court.



TYPE DE PONT, DU SYSTÈME FINK, DE LA COMPAGNIE DE BALTIMORE.

Le pont en question (planche XIV) est une poutre Fink composée de trois systèmes armés partageant la longueur totale en huit panneaux.

La corde supérieure est formée de quatre secteurs formant une colonne Phœnix, dont les deux moitiés sont rivées sur l'âme d'un fer à double T de 15 pouces (0^m38) de hauteur. Cette colonne est partagée en quatre parties égales dont les joints sont aux points *m, n, p*. En ces points elle est reliée aux montants par des sabots en fonte, où passent les chevilles traversant les tirants formés de barres à œils.

Les montants de chaque système armé sont aussi des colonnes Phœnix, sans fer à double T. Les quatre montants du petit système ont à leurs deux extrémités un sabot en fonte ; le sabot supérieur s'attache contre la corde supérieure et l'autre sur les tirants ; les montants des deux autres systèmes ne sont garnis d'un sabot en fonte qu'à la partie inférieure, et à leur partie supérieure ils pressent contre le sabot d'union de la corde supérieure.

Les tirants ne reposent pas directement sur le sabot, mais la cheville qui les unit traverse deux étriers en fer rond, boulonnés contre les sabots de sorte qu'au moyen de quatre écrous on peut toujours les régler, fig. (6 et 7). Cette disposition est très intelligente en ce qu'elle permet de remédier facilement au jeu qui se produirait en cas d'usure de quelque pièce.

Cette poutre est solidement contreventée verticalement dans les deux plus grands systèmes avec des fers ronds en croix, munis de tendeurs.

Dans les trois systèmes, deux traverses à double T conservent invariablement la même distance entre les deux montants. Horizontalement et dans chaque panneau, la poutre est contreventée avec des barres en croix garnies de tendeurs.

Les deux sabots extrêmes où aboutissent les tirants des trois systèmes sont placés sur des galets en fer pouvant rouler sur une plaque en fonte, fixée à la maçonnerie; on prévoit ainsi les effets de la dilatation.

La voie placée à la partie supérieure de la poutre est posée sur des traverses en bois soutenues par la semelle supérieure des fers à double T, formant la partie centrale des cordes; des longrines sont boulonnées sur les traverses, de trois en trois. Les rails sont retenus avec des crampons sur ces traverses.



PONT TRIANGULAIRE DE LA COMPAGNIE DE BALTIMORE

Ce pont (planche XV) est du système triangulaire, il mesure 103 $\frac{1}{2}$ pieds (31^{m}68) de longueur sur 23 $\frac{1}{2}$ pieds (7^{m}20) de hauteur et 16 $\frac{1}{3}$ pieds (5^{m}00) de largeur. Il est partagé en 4 triangles.

La corde supérieure est formée de colonnes Phœnix s'emboîtant dans des sabots en fonte. Les bras extrêmes sont également constitués avec des colonnes Phœnix qui sont unies à la corde supérieure par des sabots en fonte, et ils sont renforcés dans toute leur longueur par des fourrures placées entre les rebords des secteurs formant la colonne. Les bras A sont aussi des colonnes Phœnix, deux coussinets en fonte reliés entre eux par deux barres rondes traversent à l'intérieur des colonnes. Les deux bras du milieu de la travée sont formés de deux épais fers méplats et de deux fers cornières rivés sur eux. Un treillis rivé sur les cornières augmente encore la rigidité des bras.

La corde inférieure est dans toute sa longueur formée de deux fers à U et sur les deux panneaux du milieu cette corde inférieure est renforcée par des barres à œils.

Tous les bras sont unis par des chevilles traversant les coussinets en fonte de la corde supérieure, précisément dans son axe, et les fers à U de la corde inférieure également en leur milieu.

Du sommet de chaque triangle deux barres verticales descendent et viennent s'attacher au moyen d'une cheville aux fers à U de la corde inférieure, partageant

ainsi la corde dans chaque triangle en deux parties égales.—On utilise cette même cheville pour la réunion des barres à œils.

La voie est supportée par les fers à U de la corde inférieure, par l'intermédiaire de traverses en bois supportant les rails.

Les deux cordes supérieures sont reliées par des fers à U et des tirants en croix munis de tendeurs.

La corde inférieure est contreventée de la même façon.

A l'entrée du pont, comme le montre la fig. (2), se trouve une poutre courbe qui fait fonction de contre-fiche.

Quant aux détails ils ressortent clairement du dessin.



MODÈLE DE PONT ROUTIER

(150 pieds de long [45m71].)

Nous empruntons à l'album de la Compagnie américaine le type d'un pont routier (planche XVI).

La fig. (7) représente l'élévation, le nombre des mailles est de onze.

Dans ce pont, les deux montants inclinés des extrémités sont formés de fers à U unis ensemble par une semelle en fer rivée dans toute sa longueur sur les rebords des fers à U. Les deux autres rebords ne sont unis qu'au moyen de plaques placées au milieu et aux deux extrémités.

Les fig. (12 et 13) montrent un de ces montants à sa réunion avec la corde inférieure ; il pénètre dans un sabot en fonte reposant sur des galets en fer.

Dans les fig. (9 et 10) un de ces mêmes montants, au lieu de se terminer par un sabot en fonte repose sur un segment de même nature.

Soit que ces montants reposent sur le sabot ou sur le segment ils sont renforcés aux extrémités au moyen d'une plaque rivée intérieurement sur les fers à U.

Les deux derniers montants verticaux sont seuls formés de fers à U unis au moyen d'un double T fig. (8).

Les autres montants intermédiaires, dont la résistance n'a pas lieu d'être aussi considérable, sont formés d'un fer à double T et de deux plates-bandes rivées aux semelles des fers à double T (fig. 14.) La largeur de ces plates-bandes va en diminuant à mesure que les montants se rapprochent du centre.

La corde supérieure est également formée de fers à U recouverts d'une plaque

en tôle à leur partie supérieure. A leur partie inférieure les fers à U sont réunis au moyen de plaques au centre et aux extrémités des panneaux. Les fers à U de la corde supérieure sont renforcés aux points de passage des chevilles des montants (fig. 11). Cette corde est contreventée à sa partie supérieure par des fers à double T, placés normalement à chaque panneau et par des tirants en croix tendus au moyen d'écroux.

La corde inférieure est formée, comme habituellement, de barres à œils. Les tiges sont des barres plates et les contre-tiges des barres rondes munies de tendeurs.

La voie est suspendue à la partie inférieure par des étriers et placée sur deux poutres en bois et sur des solives longitudinales, fig. (14).

La figure (8) indique la suspension de la voie dans le cas où elle est supportée par des poutres en fer. Le contreventement est fait au moyen de tiges en fer traversant près des extrémités les poutres qui soutiennent le plancher.

Ces ponts n'ont généralement qu'un trottoir sur l'un des côtés de la voie. Ils sont d'une construction aussi simple qu'économique.



PONT EN FER A DOUBLE VOIE ET A DEUX TRAVÉES SUR LA RIVIÈRE HOOSIC.

(Ligne de Troy à Greenfield).

En raison des discussions auxquelles ont donné lieu les mérites respectifs des ponts à sections chevillées et de ceux à sections rivées, la description de ce pont présente un intérêt particulier. Sa forme en biais est également un point intéressant (environ 42°). Bien que le principe sur lequel la construction de ce pont est fondée soit celui auquel l'ingénieur Whipple a donné son nom, les détails de la construction ont été déterminés de façon à réaliser avec les assemblages à rivets la précision mécanique des jonctions chevillées. On a pris soin de permettre que chacune des parties du pont soit facilement peinte ou examinée.

A l'exception des chapeaux qui unissent la corde supérieure aux extrémités des derniers bras et des supports en fonte à la base de ces bras, toutes les parties sont en fer et disposées comme le montre clairement la planche XVII.

L'obliquité très-prononcée et les nécessités d'une double voie obligeaient à une étude très-minutieuse du dessin de la charpente du pont, de façon à assurer une disposition économique dans la longueur des panneaux, tout en conservant le système rectangulaire du plancher. Les travées ont 28 pieds 3 pouces (8^{m}610), d'axe en axe. Elles contiennent des panneaux uniformes de 15 pieds (4^{m}572), dans la longueur totale de la corde supérieure. La longueur totale entre les centres des chevilles à l'extrémité de la corde inférieure, est de 104 pieds (31^{m}700), comprenant 5 panneaux de 15 pieds (4^{m}572), 1 panneau de 20 pieds (6^{m}096) à l'une des extrémités, et 1 panneau de 9 pieds (2^{m}744) à l'autre extrémité. Le panneau de 20 pieds (6^{m}096) équivaut à un panneau régulier de 15 pieds (4^{m}572) et à un autre de 5 pieds (1^{m}524). Le dernier montant, au lieu

d'être vertical, se trouve rejeté à 5 pieds (1^m524) en arrière de la position qu'il aurait eue si le panneau avait été un panneau régulier de 15 pieds (4^m572).

Cette disposition, qui peut être bonne en pratique, pèche, d'après la théorie, par la raison que le centre de gravité est rejeté vers l'une des extrémités.

Les données d'après lesquelles ce pont a été construit exigeaient qu'il fût proportionné pour pouvoir supporter un poids vif de 3,000 livres par pied courant (4,461 kilos par mètre courant) sur chaque voie. — Sous un tel poids ajouté à celui de la construction elle-même, les efforts possibles étaient de 10,000 livres par pouce carré en tension (7^k031 par millimètre carré) 8,000 livres en compression par pouce carré (5^k625 par millimètre carré) selon la formule de Gordon modifiée avec un coefficient de sécurité de 5; en cisaillement, 7,500 livres par pouce carré (5^k275 par millimètre carré) et 10,000 livres par pouce carré (7^k031 par millimètre carré) pour les surfaces en contact avec des rivets ou des chevilles. Ces obligations furent imposées par M. Philbrick, l'ingénieur consultant de l'état de Massachussetts. Bien que ces données soient ordinairement celles des grands travaux, le détail relatif aux chevilles en impose de plus fortes que celles dont on se sert habituellement dans la construction des ponts à parties chevillées. Il nécessite que le diamètre des chevilles, multiplié par l'épaisseur de la barre, égale la superficie du corps de la barre. Les barres à œils ayant presque toutes cinq pouces (0^m127) de largeur devaient recevoir des chevilles de cinq pouces (0^m127) et avoir une tête renforcée, dans le cas où une cheville d'un diamètre moindre serait employée. Dans le cas qui nous occupe, toutes les chevilles ont 4 pouces (0^m102) de diamètre et les têtes des barres à œils sont renforcées proportionnellement.

Dans la longueur de chaque corde supérieure composée de fers à U de 12 pouces (0^m305) unis par une semelle à la partie supérieure et garnis d'un treillis diagonal à la partie inférieure, il n'y a que trois joints, comme le montre l'élévation, fig. (1); les semelles servent simplement à maintenir les sections en position et à conserver leur continuité.

Les bras intermédiaires se composent de deux fers à U cintrés au milieu et unis aux extrémités avec une pièce en U, recouverte de deux plaques en fer, comme le montrent les fig. (8 et 9). Un faible jeu existe ainsi dans les trous des rivets qui unissent ce sabot en U aux fers à U des bras. On établit ainsi un contact parfait des parements, des surfaces portantes des fers à U et des sabots des bras. Ces montants sont faits en écartant d'abord les parties centrales des fers à U avec deux plaques, puis en rapprochant ensemble les extrémités, laissant la courbure des barres s'effectuer par l'élasticité naturelle du fer. Maintenus dans cette position, les treillis sont rivés et ne peuvent jamais travailler qu'à l'extension.

Les barres à œils sont en fer laminé et faites d'après le procédé de forgeage de barres plates, dû à James Christie, procédé dont nous aurons l'occasion de parler plus loin, et qui consiste à forger, sous un pilon à vapeur, un paquet de fer sur les extrémités du fer marchand, préalablement replié sur lui-même; on forme ainsi un excès de surface. Après le forgeage, on l'aplatit et la barre étant disposée pour le perçage, on y procède à la machine. Ce procédé est applicable quelque soit le rapport de la largeur à l'épaisseur de la barre et quelle que soit la forme de sa tête.

Les montants d'extrémités posant sur les culées sont semblables à la corde supérieure, quant à la forme, si ce n'est qu'ils se composent de plaques et de cornières en fer formant les sections en U. Comme pour la section de la corde supérieure, les extrémités sont soigneusement rabotées, ainsi que les surfaces correspondantes des chapeaux de fonte et du bloc où posent les derniers montants inclinés extrêmes. Comme il serait difficile de raboter ces derniers supports s'ils étaient recouverts par un tenon en fonte, le tenon est rivé sur la surface de la fonte rabotée, il est formé de deux cornières en fer auxquels sont rivées les barres à U des cordes supérieures et les extrémités des montants.

Le système du plancher est composé de poutres à double T formées de plaques et de cornières, fig. (4); elles sont transversales et suspendues aux chevilles des cordes par des boulons dont la tige est terminée par un œil et qui sont unis à la partie inférieure par une plaque en fer, fig. (10 et 11). Les tirants longitudinaux du plancher ont 16 pouces ($0^{m}406$) de hauteur et sont faits de plaques et de cornières en fer, il y en a un pour chaque ligne de rails. Les contreventements inférieurs sont faits en fers cornières et rivés aux poutres du plancher au moyen d'autres cornières, et aux semelles inférieures des tirants longitudinaux de la voie à tous les points d'intersection. Les rails sont placés sur des traverses en bois de 8×8 pouces ($0^{m}203 \times 0^{m}203$) espacées de 10 pouces ($0^{m}254$).

Le contreventement supérieur a ses poutres en travers formées de deux légères barres à U de six pouces ($0^{m}152$), placées dos à dos, renflées au milieu; aux extrémités, elles sont rivées à la corde supérieure. Les poutres d'extrémité qui unissent les deux têtes des cordes ont plus de 40 pieds ($12^{m}192$) de longueur, ce sont des poutres à treillis de 30 pouces ($0^{m}762$) au milieu.

Le poids total de fer entrant dans la construction de ce pont est de 1,424 livres par pied courant (2,117 kilog. par mètre courant), ce qui donne, en tenant compte des rails, etc., un poids mort total de 2,024 livres par pied courant (3010 kilog. par mètre courant). Le coût du travail exécuté a été de 10,600 dollars (53,000 fr.), y compris les matériaux de la voie, soit environ 102 dollars par pied courant 1,672 fr. par mètre courant).

PONT EN FER SUR LE FLEUVE WEBER

Ce pont d'une longueur de 150 pieds (45^m71) se rencontre sur la ligne de l'Utah central ; ce n'est, comme le montre la planche XVIII, qu'une simple poutre Pratt. Il a été construit par la Compagnie Américaine des Ponts de Chicago, sur le type ordinairement adopté par cette Compagnie. Les détails de ce pont sont absolument nouveaux et bien étudiés ; nous tâcherons d'en donner ici une description sommaire, la planche suppléera à ce qui pourrait rester obscur.

Les cordes supérieures sont formées par des fers à U renforcés intérieurement au moyen de plaques en fer sur toute leur longueur ; ces plaques sont adossées aux fers à U. Les deux fers à U ainsi renforcés sont reliés ensemble à leur partie supérieure au moyen d'une plate-bande en fer, et à leur partie inférieure par un treillis, fig. (7), aux extrémités de chaque panneau ce treillis est lui-même renforcé par une plaque rivée sur les ailes des fers à U de la corde. Les montants se composent aussi de deux fers à U très-épais et très-courts dans les parties coudées, fig. (12).

Ces deux fers à U sont adossés aux semelles d'une poutrelle à double T et y sont solidement rivés.

Les extrémités de ces montants, que traversent les chevilles, sont renforcées au moyen de deux plaques placées sur l'âme des fers à U qui composent les montants. Cette disposition a été brevetée par MM. Edward Hemberle et W. G. Coolidge, ingénieurs de la Compagnie américaine des Ponts. Il est facile de se rendre compte de la simplicité remarquable de ces montants et de leur force de résis-

tance; ils comportent en outre la plus grande facilité d'inspection et la commodité de les peindre.

Les bras extrêmes inclinés sont construits de la même façon que la corde supérieure, et leur liaison avec cette corde est réalisée par le sabot en fonte représenté fig. (4, 5). Leur autre extrémité, qui repose sur des galets en fer, est aussi formée par un sabot en fonte traversé par une cheville en fer à laquelle est attachée l'extrémité de la corde inférieure. Cette corde inférieure est formée de barres à œils comme les tiges diagonales : le nombre des barres de la corde va en décroissant du centre aux extrémités, et dans les deux derniers panneaux, du côté des culées il n'est plus que de deux.

Le plancher est suspendu aux chevilles de la corde inférieure et est formé de poutres à double T composées de fers plats et de cornières.

Les deux cordes supérieures sont unies transversalement, à la fin de chaque panneau, par des fers à double T, rivés à la partie supérieure de la corde, fig. (7); des tirants en croix placés dans toute la longueur forment les contreventements de la partie supérieure. Les contreventements de la partie inférieure sont obtenus de la même manière.

Généralement la corde supérieure est décomposée en longueurs égales à celles des panneaux, et aux points de contact il y a des couvre-joints. C'est en ces points et à travers ces couvre-joints que passent les chevilles. Ces plaques sont placées tantôt intérieurement, tantôt extérieurement sur les côtés de la corde supérieure.

A la partie droite de la planche, les figures (8, 9 et 14) indiquent un deuxième mode d'assemblage des bras extrêmes inclinés avec les deux cordes. On voit que cet assemblage supprime l'emploi de sabots en fonte. A cause de cet avantage, ce second système tend à se répandre dans les ponts de construction nouvelle, dans lesquels on vise à écarter l'usage de toute pièce de fonte.



PONT SUR LA RIVIÈRE HACKENSACK

Pour relier les tunnels alors en construction à travers les monts Birgen, la Compagnie des chemins de fer de Delaware, Lackawanna et de l'Ouest, a dû construire 29 travées de ponts en fer de 60 (18^{m}28) à 200 pieds (60^{m}95) de longueur, dont quelques-unes sont d'un angles biais très-petit. Le plus important de ces ponts traverse la rivière Hackensack à une courte distance du pont Morris et Essex. (Planches XIX et XX.)

Ce pont présente, à plusieurs points de vue, un grand intérêt pour les spécialistes. Il est biais; l'angle que fait l'axe du pont avec l'arête de la culée est de 75°.

Sa longueur totale est divisée en trois travées, dont deux sont fixes et dont la troisième, celle du milieu, peut tourner sur un pivot, afin que le pont ne soit pas un obstacle à la navigation, fig. (1).

Chaque travée contient une double voie ferrée; elle a une longueur de 198 pieds (60^{m}35) entre les axes des piles.

Ces travées reposent sur des piles ou culées en maçonnerie qui descendent à un niveau de 35 pieds (10^{m}67) au-dessous des basses eaux. Elles sont bâties sur pilotis.

Chacune des trois travées comprend trois maîtresses poutres du système Linville, fig. (3).

Ces maîtresses poutres ont 28 pieds (8^{m}53) de hauteur entre les cordes; les montants des extrémités sont inclinés, fig. (2).

Le pont a été construit dans l'hypothèse d'un poids roulant de 2,500 livres par

pied (3,716 kilog. par mètre courant) pour les travées fixes, la travée du milieu devant porter un poids double.

La tension du fer est limitée à des efforts de 10,000 livres par pouce carré (7k03 par millim. carré) et la limite de compression varie de 8,000 livres (5k62 par millim. carré) pour 12 diamètres à 5,500 livres (3k86 par millim. carré) pour 50 diamètres. Pour les chevilles ce chiffre est réduit d'un tiers. Toutes les pièces de détails sont en fer forgé, à l'exception des sabots réunissant les cordes aux montants inclinés, qui sont en fonte.

Nous allons d'abord donner une description sommaire des travées fixes, fig. (5.)

Elles comprennent chacune 13 panneaux mesurant 15 pieds 3 pouces (4m65) de longueur chacun.

Dans chaque maîtresse poutre la corde supérieure est divisée en portions de la longueur d'un panneau, coupées d'équerre à leurs bouts.

La corde supérieure a la forme d'un caisson, portant un treillis à sa partie inférieure, ce qui permet de le peindre intérieurement sur toutes ses faces et de la préserver ainsi de l'oxydation.

Au milieu de la maîtresse poutre centrale, la section totale du caisson est de 81.3 pouces carrés (524cmq) décomposée comme suit : 4 fers plats de $16 \times \frac{9}{16}$ pouces ($0^m400 \times 0^m014$) 6 cornières de $3\frac{1}{2} \times 5$ pouces ($0^m088 \times 0^m127$) et une semelle plate de $22 \times \frac{3}{4}$ pouces ($0^m559 \times 0^m018$).

La section des bras inclinés extrêmes et celle de la corde supérieure dans le dernier panneau sont toutes deux égales à 52 pouces carrés (335cmq).

Les sections de chacune des maîtresses poutres latérales ont environ la moitié des dimensions correspondantes dans celle du milieu.

Les trous des chevilles sont percés à 6 pouces (0m152) du niveau supérieur de la corde ; deux lames latérales sont rivées sur les flancs du caisson à l'endroit des joints et renforcent ainsi la corde en ces points.

Les montants verticaux sont formés de fers plats et de cornières rivés en forme de fers à U, dont les ailes sont reliées par un treillis à angles droits. Des plaques de renfort sont ajoutées à chaque extrémité à l'endroit des trous percés pour les chevilles. Les deux derniers montants verticaux exposés aux plus grands efforts ont une section plane de 20,7 pouces carrés (134cmq) ; les autres de 9 pouces carrés (58cmq).

Les cordes inférieures sont composées de barres à œil plates et les tirants diagonaux sont des barres rondes à œil plat.

Dans le panneau central au-dessus de la maîtresse poutre du milieu, la corde inférieure est formée de 8 barres de $5 \times 1\frac{9}{16}$ pouces ($0^m127 \times 0^m039$) et dans les maîtresses poutres latérales de 4 barres de 5×1 pouce, ($0^m127 \times 0^m025$).

Les chevilles qui les unissent ont 4 pouces (0^m102) de diamètre.

La méthode suivie pour forger les têtes de ces barres, bien qu'occasionnant une dépense un peu plus considérable que celle du mode hydraulique ordinairement employé, doit, croit-on, assurer une solidité plus grande.

On trouve dans le commerce des barres d'une longueur suffisante pour former l'œil de la barre; les extrémités sont d'abord chauffées au rouge, repliées sur elles-mêmes, puis aplaties au point que doit occuper l'œil; un fagot de fils de fer y est alors ajouté.

On chauffe à nouveau et le tout est ensuite porté sous un pilon à vapeur où la forme désirée est donnée à l'œil sur une enclume portant une matrice à cet effet. Lorsqu'on opère ainsi, le goujon a une forme telle qu'il pénètre dans le vide qui doit former l'œil, de façon que les fibres du fer prennent la direction de l'effort au lieu d'être sérieusement désagrégées comme elles l'étaient par l'emploi de la force hydraulique.

Les poutres du plancher supportant la voie sont placées à la partie inférieure des travées et suspendues aux chevilles de la corde inférieure.

Au milieu de leur portée elles se composent d'une âme plate de $20 \times \frac{1}{2}$ pouces, ($0^m559 \times 0^m012$) de 4 cornières de $3\frac{1}{2} \times \frac{7}{16}$ pouces ($0^m088 \times 0^m011$) et de deux semelles de 11 pouces (0^m279) sur $\frac{3}{4}$ de pouce (0^m018), et courant sur une longueur de plus de 10 pieds (3^m048).

Deux systèmes de cornières de $3\frac{1}{2} \times 5$ pouces ($0^m088 \times 0^m127$) rivés, l'un aux cordes supérieures, fig. (8 et 10), et l'autre à la face supérieure des poutres du plancher, résistent aux oscillations latérales.

Abordons maintenant la description de la travée tournante dont l'élévation est donnée à la figure (2) et le plan à la figure (3).

La qualité saillante de la construction de cette travée consiste en ce que la résultante du poids de chaque maîtresse poutre s'applique sur la table tournante en trois points situés sur une même droite parallèle aux arêtes des piles. On évite ainsi la nécessité d'un contre-poids.

La travée comprend 14 panneaux de 14 pieds (4^m27) de longueur chaque.

Sauf dans le double panneau du milieu, les cordes supérieures sont faites de cornières et de fers plats comme dans les travées fixes, mais elles sont continues afin de résister aux efforts de tension ou de compression sous les différents poids.

Les figures (8 et 10) montrent la corde supérieure.

Les cordes inférieures sont aussi continues, mais leurs parties sont disposées, fig. (8) de façon à résister aux efforts de tension ou de compression, selon que la travée tournante est fermée ou ouverte; aux deux semelles de cette corde en double T,

on a appliqué un double système de contreventements ; la figure (11) indique le mode d'assemblage des joints.

Pour le premier et le second panneau de chaque côté du centre de la maîtresse poutre médiane, cette corde consiste en un fer plat de $20 \times \frac{5}{8}$ ($0^{m}508 \times 0^{m}015$) de pouce, six cornières de $3\frac{1}{2} \times 5 \times \frac{7}{16}$ pouces ($0^{m}088 \times 0^{m}127 \times 0^{m}011$) et de deux semelles de $11 \times \frac{3}{8}$ pouces ($0^{m}279 \times 0^{m}007$) formant une section totale de 42 pouces carrés (270^{cmq}) ; pour les panneaux restants il n'y a que quatre cornières, ce qui réduit la section à 35 pouces carrés (225^{m}).

Pour les maîtresses poutres extérieures les sections correspondantes sont de $23\frac{1}{4}$ (150^{cmq}) et $19\frac{1}{2}$ pouces carrés (125^{cmq}).

Dans la corde supérieure de la maîtresse poutre axiale, le panneau de chaque côté du centre étant soumis à la tension seulement, il est formé de quatre barres à œils de $5 \times \frac{13}{16}$ pouces ($0^{m}127 \times 0^{m}020$).

La corde supérieure dans les autres panneaux forme un caisson dont la section varie de 12 pouces $\frac{1}{2}$ carrés (80^{cmq}) à 16 pouces carrés (103^{cmq}).

Le montant vertical au centre a 30 pouces (193^{cmq}) de section : deux semelles $12 \times \frac{3}{4}$ pouces ($0^{m}305 \times 0^{m}018$) et 4 cornières $3\frac{1}{2} \times 5 \times \frac{7}{16}$ ($0^{m}088 \times 0^{m}127 \times 0^{m}011$) ; les montants inclinés contigus ont 22 pouces carrés (141^{cmq}) chacun de section.

Afin que les deux extrémités de la travée tournante offrent toute la solidité nécessaire et reposent bien sur les piles, on y a placé des coins guidés par des excentriques fixés à chaque extrémité des travées, fig. (6 et 7). Le mouvement leur est transmis de la pile du pivot par des engrenages et des chaînes. Des excentriques de moindres proportions sont placés aux mêmes points, fig. (13) et agissent comme leviers sur les rails, les élevant d'un pouce, de façon à dégager le rail mobile de la travée tournante du coussinet qui le reçoit en même temps que le rail fixe de la travée fixe quand le pont est fermé pour donner passage aux trains. L'ouverture du pont peut s'effectuer au moyen d'une machine à vapeur, soit à bras, comme le montre la figure (3) et plus complètement la figure (15). La machine à vapeur est à deux cylindres verticaux de 5×10 pouces ($0^{m}127 \times 0^{m}254$) et à chaudière tubulaire de 36 pouces $\times$ 6 pieds ($0^{m}914 \times 1^{m}829$) contenant 40 tubes de 2 pouces $\times$ 4 pieds ($0^{m}051 \times 1^{m}219$). Ce moteur donne infiniment plus de force qu'on n'en peut désirer.

La force fournie par la machine est transmise d'abord aux excentriques commandant les coins pour les retirer ; puis à ceux qui servent à lever les rails au-dessus des coussinets ; le pont opère alors sa révolution au moyen du mécanisme placé dans la plate-forme qui le soutient.

La table tournante porte à son centre tout le poids mort des maîtresses poutres

extérieures, ce poids est transmis au pivot par des bras en fonte et des cordes de tension, fig. (15). Quant à la maîtresse poutre du milieu, elle repose directement sur le pivot.

La partie inférieure du tambour est munie de galets qui servent seulement à maintenir l'équilibre.

Deux disques d'acier de 15 pouces (0^m381) de diamètre sur 2 pouces (0^m051) d'épaisseur placés entre le sommet du pivot et la crapaudine procurent un frottement très-doux et une installation très-durable malgré l'énorme pression agissant sur leurs surfaces.

Ces surfaces sont graissées par l'intermédiaire d'une petite ouverture ménagée à la partie supérieure. Afin qu'on puisse examiner ces disques et les remplacer s'il y a lieu, l'anneau de fonte qui les entoure peut s'échapper quand on retire la clef de support, ce qui est facile en raison des dispositions prises lors de la fonte du cylindre extérieur.

C'est à M. l'ingénieur Charles Macdonald, président de la Compagnie de la Delaware, que nous devons les notes intéressantes qui nous ont permis d'exposer ici les traits saillants de ce bel ouvrage d'art, et particulièrement la table tournante de son invention. Cette table tournante supportant la travée diffère, en effet, de toutes celles de construction antérieure, en ce que le poids de la poutre ne repose pas sur les galets de la plate-forme, mais sur le pivot du milieu portant en même temps la travée et la plate-forme, en sorte que c'est le centre même de la pile qui reçoit le poids total.



PONT SUR L'AVENUE GIRARD, A PHILADELPHIE.

Comme pont routier, nous donnerons ici la description du plus beau pont qui existe aux Etats-Unis, tant à cause de son élégance architecturale qu'à cause de sa hardiesse de construction (planches XXI et XXII). Il traverse le fleuve Schuylkill à Philadelphie; il a été construit pour l'Exposition afin de raccourcir la distance entre cette ville et Fairmount Park. C'est la première tentative faite aux Etats-Unis pour combiner le système américain de poutres à chevilles et à grandes mailles avec une chaussée solide en pierre, comme on en voit habituellement en Europe et particulièrement en Angleterre. En dehors de sa grande solidité, ce pont est remarquable par sa décoration architecturale simple et de bon goût, et portant le cachet de l'originalité américaine.

Ses dimensions et son prix sont assez analogues à ceux des nouveaux ponts de première classe élevés sur la Tamise, comme le montre le tableau suivant qui donne des chiffres comparatifs entre ce pont et ceux de Londres, de Waterloo, de Southwark, de Westminster et de Blackfriars.

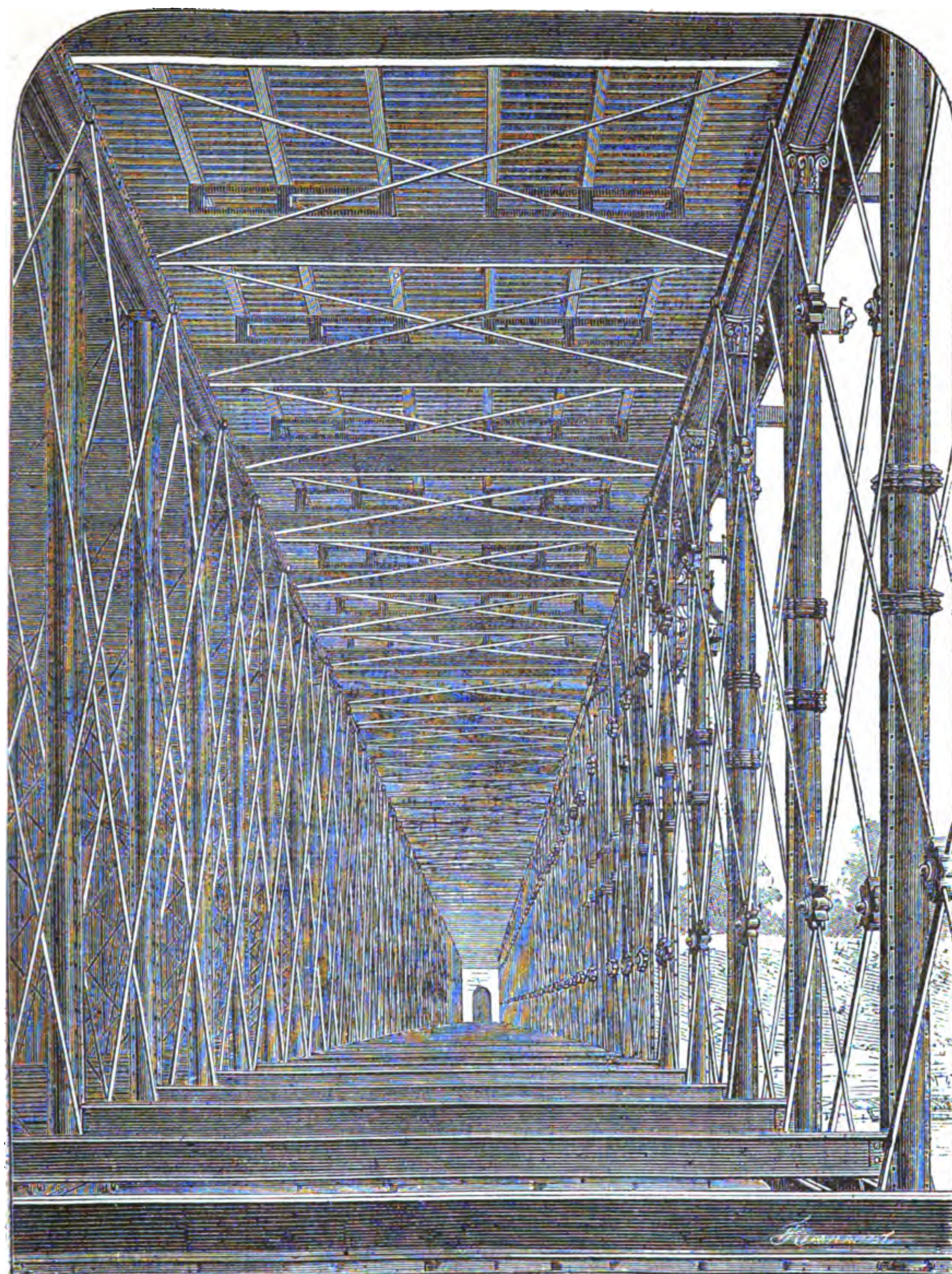
NOMS des PONTS	LONGEURS		LARGEURS		SURFACES		PRIX PARTIELS		PRIX TOTAUX	
	Pieds	Mètres	Pieds	Mètres	Pieds carrés	Mètres carrés	Livres par pied c.	Francs par mèt. c.	Livres	Francs
Londres.	904	275,534	53 $\frac{1}{2}$	16,306	47365	3400,10	11.0	2989	542150	13,553,750
Waterloo.	1380	420,620	41 $\frac{1}{2}$	12,649	57270	5310,36	10.0	2717	579915	14,497,875
Southwark.	800	243,836	42 $\frac{1}{2}$	12,954	34000	3168,58	11.0	2989	384000	9,520,000
Westminster.	1160	335,560	85	25,907	98600	9059,90	4.0	1086	393190	9,839,850
Blackfriars.	1272	387,700	76	23,164	96672	8980,79	3.6	977	320000	8,000,000
Girard.	1000	304,794	100	30,759	100000	9289,96	2.13	575	267500	6,687,500

La hauteur de la voie au-dessus des basses eaux est de 55 pieds (16ᵐ76). La longueur totale du pont est de 1,000 pieds (304ᵐ70) et la largeur de 100 pieds (30ᵐ47). Les cinq travées posent sur trois piles et deux culées et forment trois portées centrales de 197 pieds (60ᵐ04) chacune et deux portées latérales ayant chacune 137 pieds (41ᵐ75). La hauteur de la corde inférieure au-dessus des basses eaux est de 23 pieds (7ᵐ01). Le pont a une légère inclinaison de 18 pouces (0ᵐ457) sur sa longueur totale.

Les fondations de chaque pile furent construites de la manière suivante : le fleuve fut dragué à l'endroit des piles à une profondeur de 30 pieds (9ᵐ14) au-dessous du niveau des basses eaux au moyen de la drague ordinaire américaine à simple cuillère. Un caisson sans fond, à double parois, de 34 pieds (10ᵐ26) sur 156 (47ᵐ54) de longueur, formant deux becs à ses extrémités et composé de poutres d'un pied carré (9ᶜᵐᑫ290) d'équarrissage assemblées à la façon américaine, de manière à former ce qu'on appelle un « cribwork, » fut descendu jusqu'au roc au fond du fleuve ; les parties inférieures des poutres ayant été rognées avec soin, de manière à s'ajuster aux inégalités du sol.

L'espace entre les doubles parois fut rempli de cailloux. Le niveau supérieur du « cribwork » s'éleva jusqu'à 16 pieds (4ᵐ87) au-dessous de la surface des basses eaux. Les parties latérales furent alors surmontées d'un cadre formé de poutres placées debout à 6 pieds (1ᵐ82) de distance et garnies de palplanches de 2 pouces (0ᵐ051). On forma ainsi un bâtardeau, insuffisamment résistant si on avait pompé l'eau, mais assez fort pour résister au courant du fleuve, même pendant les pleines eaux. On avait ainsi obtenu une espèce de réservoir d'eau morte dans laquelle le béton pouvait être coulé sans que le ciment fût entraîné par le courant. Ce bâtardeau fut élevé de 20 pieds (6ᵐ09) au-dessus des plus basses eaux, c'est-à-dire un peu plus haut que le niveau maximum du fleuve. Toute la partie de ce bâtardeau située au-dessus du « crib » proprement dit, ne fut que provisoire et enlevée lorsque les piles furent construites. L'espace laissé libre dans le « crib » fut asséché au moyen d'une pompe centrifuge qui enleva complètement l'eau contenue entre les parois en bois remplies de béton.

Cet espace intérieur de 22 pieds (6ᵐ70) de largeur sur 137 (41ᵐ75) de longueur et 16 (4ᵐ871) de hauteur fut alors rempli d'un béton très-compact, pétri à la main sur des plates-formes jusqu'à ce que chaque pierre fût bien enduite de mortier ; il était alors descendu dans une boîte qui le protégeait absolument contre le lavage pendant la descente et facilement déchargé lorsqu'il atteignait le fonds ; ce béton fut disposé par lits de 12 pouces (0ᵐ305) d'épaisseur, nivelés avec soin au fur et à mesure de leur formation. Soumis à des essais minutieux, ce béton supportait 308 livres par pouce carré (21ᵏ65 par centimètre carré). On opérait sur



Perspective à l'intérieur d'une des rangées latérales fig.(2).



des cubes de 3 pouces (0ᵐ076) de côté, qui avaient subi une immersion de trente jours.

Le maximum de la compression produite par le poids mort du pont et de sa charge roulante est de 45 livres par pouce carré (3ᵏ164 par centimètre carré), soit moins que 3 tonnes par pied carré (32,066 k. par mètre carré).

Aucun signe de tassement ne s'est produit dans aucune partie de la construction.

Les fondations des culées furent faites de la même manière, avec cette seule modification que les caissons du « cribwork » furent remplacés par un bâtardeau en madriers de 12 pouces sur 12 (0ᵐ305 × 0ᵐ305). La terre fut enlevée au moyen d'une drague à cuillère sur le modèle de celle due à M. C. S. Growschi dont on avait déjà tiré un si bon parti au pont International du Niagara.

La maçonnerie des piles et des culées est en granit. Le mortier des joints est formé d'une partie de ciment et de deux de sable ; les lits ont de 20 (0ᵐ508) à 30 (0ᵐ762) pouces de hauteur, et de 5 (1ᵐ52) à 7 (2ᵐ13) pieds de longueur sur la plus grande épaisseur possible, avec des chevilles pénétrant à plus de la moitié de la hauteur des pierres. La partie centrale est remplie de béton fait comme nous l'avons dit plus haut. Les arêtes et les parapets sont en granit très-joliment taillé, bien que très-simplement, afin de conserver à la construction son aspect massif et de bien en accuser extérieurement le mode.

Abordons maintenant la description du tablier. La largeur du pont est décomposée en sept rangées de poutres placées à 16 pieds (4ᵐ877) l'une de l'autre.

Nous donnons fig. (2) une vue perspective d'une de ces rangées, formant une sorte de caisson à la partie inférieure duquel on doit établir un plancher destiné aux piétons. Le pont sera donc pour ainsi dire à deux étages, l'un réservé aux promeneurs et l'autre à la circulation des voitures. Les poutres sont du système Linville, les cordes supérieures et les bras sont formés avec des colonnes « Phœnix » unies aux extrémités par des manchons en fonte. Les cordes inférieures et les diagonales sont des barres plates faites à la presse hydraulique sans soudure. Les bras sont placés à 12 pieds (3ᵐ65) de distance, sur leurs sommets s'appuient des poutres Phœnix transversales de 15 pouces (0ᵐ381), et longitudinalement sur celles-ci des poutres de 9 pouces (0ᵐ229), placées à 2 pieds 8 pouces (0ᵐ813) l'une de l'autre.

Ces dernières sont recouvertes avec des tôles ondulées de 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0ᵐ 03) d'épaisseur, les ondulations ont 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0ᵐ031) de hauteur sur 5 pouces (0ᵐ152) de largeur. Ces tôles forment un plancher en fer continu sur lequel on a placé une couche de béton et d'asphalte.

Le poids mort de la construction avec un poids vif de 100 livres par pied carré

(488 k. par mètre carré) donne un poids total de 30,000 livres par pied courant (44,616 k. par mètre courant) soit 300 livres par pied carré (1464 k. par mètre carré), porté par les sept poutres.

Le maximum de résistance pour les pièces soumises à la tension correspond à un effort limité à 10,000 livres par pouce carré (7^k03 par millimètre carré), et pour les pièces soumises à compression, il ne correspond plus qu'à un effort de 6,000 livres par pouce carré (4^k21 par millimètre carré).

Tous les points de contact sont ajustés ou alésés. Les chevilles sont en fer, et la limite du jeu entre la cheville et son trou est de $\frac{1}{64}$ de pouce (0^m0004).

Le fer dont on s'est servi est du fer de première qualité dont le coefficient de rupture est de 55 (38 k.) à 60,000 livres par pouce carré (42 k. par millimètre carré) ; il peut supporter de 27 (18^k89) à 30,000 livres par pouce carré (21^k 09 par millimètre carré) sans subir un allongement permanent : la réduction de la section au point de rupture est de 25 p. 0/0. L'allongement d'une barre de 12 pouces (0^m305) est de 15 p. 0/0, et l'angle de courbure d'une barre ronde de 1 $\frac{1}{2}$ pouce (0^m36) avant de casser peut être de 180°, c'est-à-dire qu'elle pourrait être doublée.

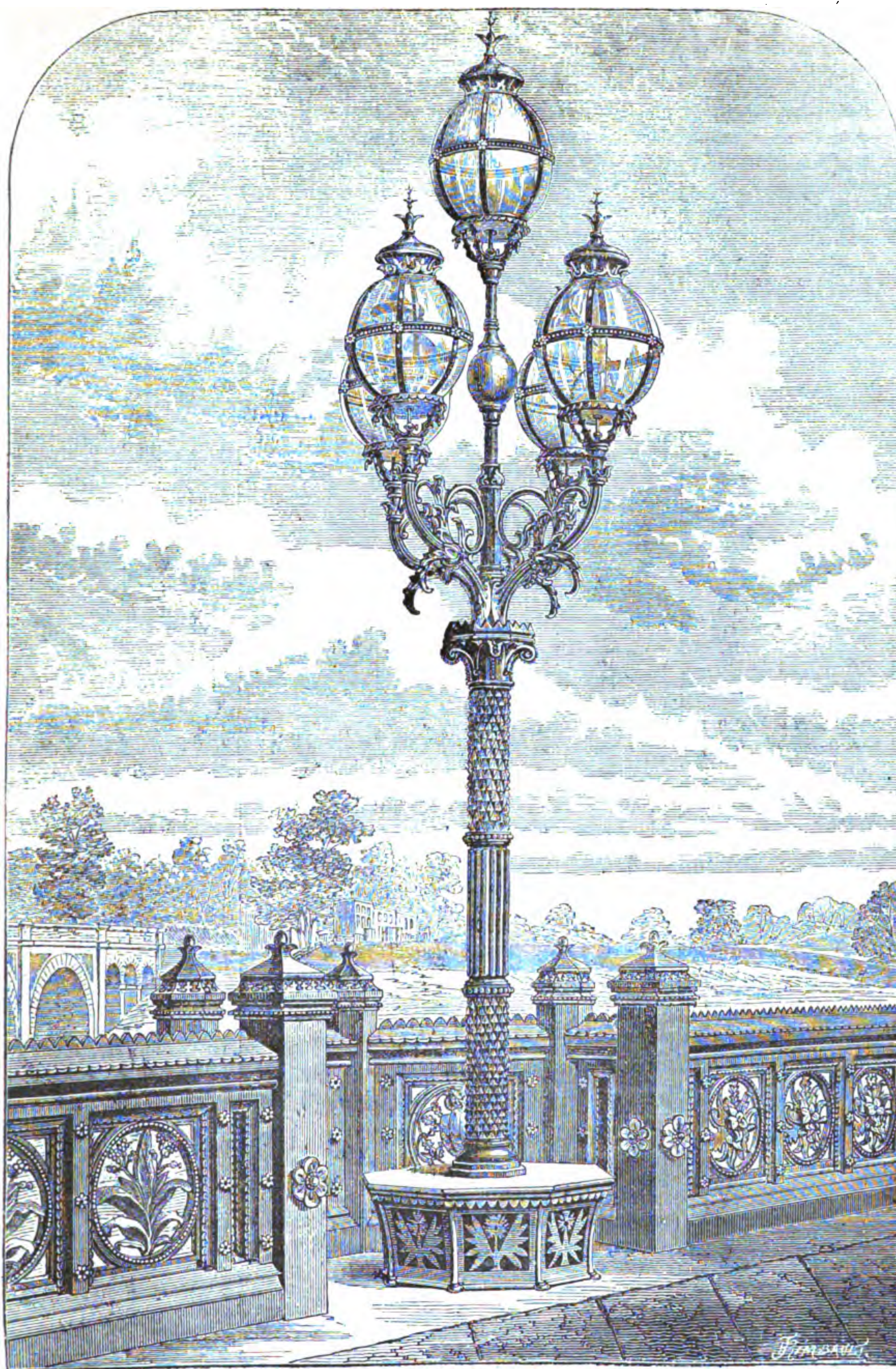
Les plaques de fer ondulées qui forment la chaussée sont recouvertes de 4 (0^m102) à 5 pouces (0^m127) d'asphalte, formant une surface imperméable. La largeur est divisée en trois parties : deux trottoirs de 16 $\frac{1}{2}$ pieds (5^m029) chacun, et la chaussée de 67 $\frac{1}{2}$ pieds (20^m574). Cette chaussée est faite en pavés de granit, posés comme d'habitude, mais divisés en sept voies, dont cinq servent aux voitures et deux aux tramways : elle est bordée de parallélipipèdes de granit de 1 pied (0^m305) sur 5 (1^m52) près des trottoirs ; les bornes sont également en granit taillé.

Les trottoirs sont couverts sur 10 pieds (3^m05) de leur largeur avec des ardoises noires de 2 pieds carrés (18^m58 décimètres carrés) posées diagonalement.

De chaque côté de ces ardoises deux rubans de deux pieds (0^m610) de large sont ménagés ; ils avaient été d'abord garnis de tuiles émaillées, mais elles furent tellement abîmées par une gelée qu'elles furent enlevées et remplacées par des dalles de marbre blanc. La pierre de refend, d'une largeur de 18 pouces (0^m457), complète les 16 $\frac{1}{2}$ pieds (5^m629) de largeur totale.

Les trottoirs sont séparés de la chaussée par une galerie en fer galvanisé avec ornements en bronze et soutenue de 6 (1^m829) en 6 pieds (1^m829) par d'élégants supports en fonte, qui de huit en huit se prolongent et se transforment en un élégant candélabre doré.

Il y a huit refuges dont chacun contient un candélabre à 5 becs s'élevant du milieu d'une base octogonale servant de siége, fig. (3). Les garde-corps et la



Vue de la balustrade et de l'un des candélabres placés dans les refuges. (fig. 3.)

corniche sont en fonte avec des panneaux en bronze ouvragé de la façon la plus merveilleuse. Ces panneaux de bronze représentent différents oiseaux et feuillages, tels que des phœnix, des cygnes, des hérons, des hiboux, des aigles et du tabac, du lierre, du houblon ; ils sont en bronze fondu sous une pression de 60 livres par pouce carré (4^{k}21 par centimètre carré), ce qui fait pénétrer le métal dans les détails les plus minutieux et produit une fonte excessivement fine, tellement fine, qu'elle peut servir à imprimer des gravures. Il y a environ huit à neuf cents de ces bronzes sur la balustrade.

On se propose, dans un avenir prochain, de poser des trottoirs à l'intérieur du pont au niveau de la corde inférieure, on aurait accès à ces trottoirs par les ouvertures des culées. Cet endroit a été choisi pour recevoir une fontaine. Le pont est peint en couleur saumon, relevée de bleu et d'or ; la corniche et la balustrade sont en vert et or.

Ce pont, malgré ses grandes proportions, a été construit dans un temps relativement très-court, si l'on établit une comparaison avec les travaux de même nature. Comme il occupe l'emplacement de l'ancien, on a été d'abord obligé d'élever un pont temporaire de 1,500 pieds (457^{m}19) de longueur, et de 50 pieds (15^{m}24) de hauteur au-dessus du niveau du fleuve, divisé en travées de 100 pieds (30^{m}50) chaque, reposant sur des charpentes en bois remplies de pierres. Cela fut exécuté en six semaines.

La construction du nouveau pont permanent, commencée le 11 mai 1873, fut terminée et le pont livré à la circulation le 4 juillet 1874.

Cette rapidité de construction est due premièrement au mode adopté pour la fondation sous l'eau, au lieu de l'épuisement par les pompes ; secondement, au soin qu'on a apporté, en faisant le travail temporaire, de lui donner une grande solidité ; troisièmement, à la construction particulière des travées qui contiennent 3,500 tonnes de fer, et enfin, à la rapidité et à la facilité d'érection que donne le mode de construction au moyen des chevilles.

Ce pont remarquable, ainsi que nous le disions au commencement de ce chapitre, et comme il a été facile de s'en rendre compte à la lecture de ce court exposé, a été construit par MM. Clarke, Reeves et Co, de Phœnixville Bridge Works.

PONT DE CHEMIN DE FER DE LA COMPAGNIE DES PONTS DE LA DELAWARE.

Quand on veut conserver entre le niveau de l'eau et le pont le plus d'espace possible en hauteur, on peut employer la poutre que nous allons décrire et que nous empruntons à la Compagnie des ponts de Delaware (planche XXIII). Elle est quadrangulaire et du système Pratt, ne différant des autres que dans la pose du plancher. Le pont a une longueur de 139 pieds 6 pouces (42^{m}518); sa largeur est de 14 pieds (4^{m}267); il a 9 panneaux de 15 pieds 6 pouces (4^{m}724), sa hauteur est de 23 pieds (7^{m}01) entre les cordes.

La corde supérieure est formée de deux fers à U reliés par une plate-bande à la partie supérieure, et par un treillis à la partie inférieure.

Les deux bras inclinés sont constitués de la même façon que la corde supérieure.

Les montants sont des fers à U reliés par un treillis fig. (2, 3, 5) et renforcés aux extrémités par une plate-bande rivée sur l'âme des fers à U.

La corde inférieure est formée de barres à œils plates. Les tiges et contre-tiges sont des barres rondes.

Les poutres qui soutiennent le plancher se composent d'une âme et de 4 cornières, formant un double T. Au lieu d'être suspendues aux chevilles d'union des cordes, elles sont boulonnées sur la face des montants du côté de la voie, fig. (3 et 4).

Les fers à U des montants, jusqu'à une hauteur atteignant à peu près le niveau

des poutres du plancher, ne sont pas réunis par un treillis, mais bien par deux plates-bandes solidement rivées sur leurs ailes.

Le plancher est posé sur des poutres à double T longitudinales, supportées par les poutres transversales, fig. (4). La plate-bande qui renforce les montants à leur partie inférieure et sur leur face intérieure est coudée. Elle forme ainsi une console qui concourt à la solidité du point d'appui de la poutre transversale, et reçoit aussi l'attache des contreventements inférieurs de la poutre formés de barres rondes avec tendeurs.

Les deux cordes supérieures sont reliées par deux fers à U rivés sur la semelle supérieure et maintenus à un écartement fixe par des plaques rivées sur les ailes de ces fers à U, fig. (6). Le contreventement supérieur est obtenu au moyen de barres rondes à tendeurs, placées en croix.

Les détails de construction de ce pont sont remarquables à cause de la bonne disposition qu'ils donnent pour la pose de la voie, et ils réalisent un ensemble presque indéformable.



PONT A DOUBLE VOIE DE LACKAWAXEN SUR LE CHEMIN DE FER DE L'ÉRIÉ.

Ce pont très-biais (planche XXIV), car son axe fait avec les arêtes des culées un angle de 35° environ, est du système triangulaire double. Il a été construit par l'ingénieur Macdonald. Il a 132 pieds ($40^{m}23$) de longueur. Il n'y a que deux maîtresses poutres. La fig. (1) est une projection verticale, et la fig. (2) un plan du pont. La corde supérieure est un caisson composé de trois plates-bandes et quatre cornières, comme on le voit sur la planche, fig. (4 et 6). A sa partie inférieure, ce caisson porte un treillis.

Les deux montants extrêmes A sont formés de la même façon, fig. (3 et 4), que la corde supérieure, à laquelle ils sont assemblés par l'intermédiaire d'un sabot en fonte.

Les montants B, soumis à la compression, sont formés de deux plates-bandes et quatre cornières, formant deux fers à U, reliés par un treillis, rivé sur les deux ailes, fig. (5 et 6). Les bras C sont simplement formés de fers à U, reliés par un treillis, fig. (8). Les bras D, se croisant en I (la maîtresse poutre étant composée de deux systèmes triangulaires indépendants), sont formés de 4 cornières rivées deux à deux, fig. (10), et entre lesquelles il y a un treillis qui les maintient à distance. Les bras F, travaillant tantôt à la traction, tantôt à la compression, sont formés de deux plates-bandes, dont l'écartement est réglé par des fers plats coudés en forme de Z, fig. (9). Ces bras F sont traversés par les bras C, comme le montre la fig. (1).

Les endroits où passent les chevilles, à travers la corde supérieure et les montants, sont renforcés.

Les bras G sont simplement des barres à œils.

La corde inférieure est composée de barres à œils chevillées et de la longueur des panneaux.

Le plancher est suspendu aux chevilles des cordes inférieures par des étriers.

Les poutres du plancher ont la forme de solides d'égale résistance ; elles sont composées de fers plats et de cornières, fig. (7). En leur milieu, elles ont une hauteur de 3 pieds 9 pouces ($1^{m}143$). Les solives de la voie sont des fers à double T. Il n'y en a qu'un sur les deux côtés, et deux au milieu du pont, fig. (7). Ces solives reçoivent directement des grandes longrines transversales, sur lesquelles reposent les rails.

Les deux cordes inférieures et supérieures sont unies par des fers à U s'écartant vers le milieu de la largeur du pont. Une poutrelle à double T est placée dans l'axe du pont sur toute sa longueur, à la hauteur des cordes supérieures.

Des contreventements, formés de tiges rondes en croix, munies de tendeurs, réunissent cette poutrelle aux deux cordes supérieures. A la corde inférieure, d'autres contreventements s'attachent aux poutres transversales du plancher.

A l'entrée et à la sortie du pont, les cordes supérieures sont réunies par un treillis d'environ trois pieds ($0^{m}914$). Les extrémités, garnies de galets, reposent sur les glissières en fonte.

Cette charpente est d'une légèreté extrême et très-bien étudiée dans ses détails ; elle constitue un des beaux ponts de la ligne de l'Erié.



LE PONT A TREILLIS DE CANESTOTA.

Nous donnons (planche XXV) la description du pont à treillis de Canestota. On verra la différence qui existe entre les ponts de ce système en Amérique et les ponts à petits treillis européens.

La fig. (1) représente l'élévation de ce pont, qui est situé sur la ligne du New-York-Central, au-dessus du canal Erié, près de la station de Canestota. Ce pont, qui a deux voies, a été construit par l'ingénieur Charles Hilton. Sa longueur est de 125 pieds (38^{m}099). Sa hauteur est de 19 pieds 4 pouces (5^{m}893).

La largeur des mailles est de 9 pieds 3 pouces (2^{m}819). Il a trois maîtresses poutres.

La largeur de chaque voie, entre deux maîtresses poutres, est de 14 pieds 7 pouces (4^{m}445).

Angle de l'axe avec les culées, 31°.

La fig. (2) représente la corde supérieure et ses assemblages avec le montant extrême et les fers à U, formant le treillis.

La fig. (3) représente la corde inférieure et ses assemblages avec le montant extrême et les fers du treillis.

A représente une section du montant extrême en B.

C, les points d'intersections du treillis et le mode de réunion des fers à U.

La fig. (4) est une coupe transversale de la corde supérieure, montrant la composition de cette corde et sa liaison avec les bras inclinés du treillis, qui

travaillent à la compression, et qui, ainsi que le montre la figure, sont reliés par un petit treillis à angle droit.

La fig. (5) montre une coupe transversale de la corde inférieure, son assemblage avec les bras ou les tiges du treillis, et les poutres supportant la voie.

La fig. (6) représente une coupe transversale de la corde inférieure de la travée centrale, avec les deux poutres soutenant la voie, qui y aboutissent.

La fig. (7) représente la coupe transversale de la corde inférieure de la travée latérale à l'endroit de son attache avec les poutres soutenant la voie.

La fig. (8) représente une coupe longitudinale suivant l'axe d'une travée, et montre l'union des fers à U du treillis avec la corde inférieure, et l'attache des solives longitudinales de la voie.

La fig. (9) représente une vue en dessous de la corde inférieure d'une travée latérale, montrant les attaches des contreventements et des poutres transversales de la voie.

La fig. (10) représente l'élévation latérale de cette corde au même point.

Les culées du pont sont en pierre de taille ; les maîtresses poutres reposent sur des glissières en fonte.

L'ingénieur Hilton a calculé son pont, d'après la méthode suivante, en considérant la poutre comme formée de quatre systèmes triangulaires indépendants. Pour l'intelligence de ce calcul, rappelons ici les principales dimensions du pont.

La travée, 125 pieds (38^m099) ; la hauteur, 19 pieds 4 pouces (5^m893) ; les panneaux, 14 de 9 pieds 3 pouces (2^m819) chaque ; l'angle du treillis avec la verticale, 45°. Le poids total est supposé placé sur la corde inférieure. La poutre, ainsi que nous l'avons dit, consiste en quatre systèmes triangulaires indépendants, fig. (4). Ainsi, l'effort produit par un poids placé à l'un quelconque des sommets de la corde inférieure, est transmis aux culées par les membres du système auquel ce sommet appartient, sans l'intervention des membres d'aucun autre système. Les membres du système considéré sont alternativement des bras et des tiges (par bras, on entend les parties en compression, et par tiges, les parties en tension), formant ainsi avec les cordes une poutre triangulaire simple ; chaque force transmise par les bras et les tiges consécutifs dans la direction de l'une ou de l'autre extrémité de la travée, produit, en montant de la corde inférieure à la corde supérieure, une tension ; et en descendant de la corde supérieure à la corde inférieure, une compression.

Si un ou plusieurs sommets de chaque côté du premier sommet considéré est ou sont chargés, les forces nouvelles développées balancent ou neutralisent, dans l'intervalle compris entre les sommets chargés extrêmes, les forces primitives, et l'excès des plus grandes sur les plus petites valeurs des forces en sens contraires

donne la mesure de l'effort réel de tension ou de compression sur un membre contenu dans cet intervalle. En dehors de l'intervalle des sommets chargés extrêmes, les efforts sont dans le même sens sur chaque tige ou bras, et par conséquent s'ajoutent. Il ressort de cela, évidemment, que l'effort maximum sur un bras ou une tige quelconque se produira, quand tous les sommets du côté de la culée ou pile la plus éloignée seront chargés à la plus haute limite possible, et quand tous ceux du côté opposé recevront le poids le moins élevé possible, qui est naturellement le poids de la superstructure elle-même ; car, dans ce cas, la différence entre les forces opposantes qui s'y développent sera la plus grande possible.

Les cordes sont communes à tous les systèmes, elles transmettent les composantes horizontales des forces de tension ou de compression considérées. L'effet maximum sur les cordes a lieu, quand la poutre est partout chargée du plus grand poids possible.

Le poids roulant maximum est supposé de 1 $\frac{1}{2}$ tonne par pied courant (4,464 kilogs par mètre courant) pour un pont à une voie, et pour un pont à deux voies, de 3 tonnes (8,928 kilogs par mètre courant), (2,000 livres par tonne). Chacune des maîtresses poutres latérales portera naturellement un quart du poids ci-dessus, soit $\frac{3}{4}$ de tonne par pied (2,232 kilogs par mètre courant). Le poids mort, ou poids de la superstructure elle-même, est compté à raison de $\frac{1}{2}$ tonne par pied (1,488 kilogs par mètre courant) de simple voie, ou à $\frac{1}{4}$ de tonne par pied (744 kilogs par mètre courant) sur chaque maîtresse poutre extérieure. Les panneaux ayant 9 pieds 3 pouces (2m819) de longueur, nous avons à chaque sommet des triangles à la corde inférieure un poids vif ou mouvant de 6.94 tonnes (6,301 kilogs), et un poids mort de 2.31 tonnes (2,097 kilogs), soit en tout 9.25 tonnes (8,398 kilogs). Pour trouver la force maximum que A 1 peut supporter, nous devons supposer que la poutre est chargée de son poids maximum depuis le point 1 jusqu'au point 13, fig. (4).

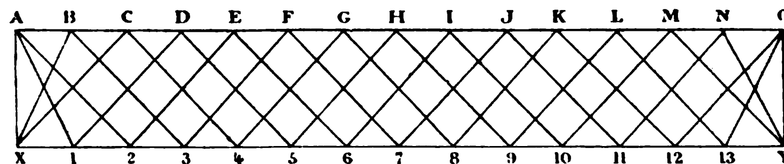


Fig. (4).

Les sommets du système, dont A 1 est un membre, sont 1, 5, 9, 13. Si nous appelons l le total du poids vif et mort à chaque sommet, et que nous considérions les efforts transmis par A 1 à la culée X, les valeurs de ces efforts en fonction de l seront :

$$\frac{13}{14}l, \frac{9}{14}l, \frac{5}{14}l \text{ et } \frac{1}{14}l;$$

Et, si δ est l'angle du treillis avec la verticale, nous aurons pour là force suivant A 1 :

$$\frac{13+9+5+1}{14}l \text{ séc. } \delta,$$

ou

$$28\frac{l}{14} \text{ séc. } \delta.$$

Par la même méthode, nous trouvons que la force sur A 2 est $24\frac{l}{14}$ séc. δ. ; sur B 3, $21\frac{l}{14}$ séc. δ ; sur C 4, $18\frac{l}{14}$ séc. δ ; et sur D 5, $15\frac{l}{14}$ séc. δ ; mais de cette dernière quantité, doit être déduite la valeur du poids mort au sommet 1, qui, par sa tendance à passer par la diagonale D 5, vers la culée Y, balance et neutralise son équivalent dans la force opposée ; par conséquent, appelant le poids mort à chaque sommet l', la force exacte sur la diagonale D 5 sera :

$$15\frac{l}{14} \text{ séc. } \delta. - 1\frac{l'}{14} \text{ séc. } \delta.$$

Posant $\frac{l}{14} = w$, $\frac{l'}{14} = w'$, appelant n et n' les coefficients des deux termes, l'expression ci-dessus devient en général $n\, w$ séc. δ. — $n'\, w'$ séc. δ. w et w' sont constants, ainsi que séc. δ, excepté pour les treillis extrêmes, et n'ont à être déterminés qu'une seule fois.

Les tables ci-après, montrant les forces sur les différentes branches du treillis, sont calculées par cette formule : la première colonne contient les désignations des pièces ; la seconde, les facteurs, $n \times w$, séc. δ ; la troisième, les facteurs $n' \times w'$, séc. δ ; et la quatrième contient les efforts exprimés en tonnes de 2,000 livres. La cinquième colonne indique les sections superficielles des différents bras ou tiges. Ces sections correspondent à une résistance de 5 tonnes par pouce carré (7 k. 26 par millim. carré) en tension, et 3 tonnes par pouce carré (4 k. 35 par millim. carré) en compression.

TABLE N° 1

CALCUL DES EFFORTS DE TENSION SUR LES TREILLIS

TREILLIS	$n \times w$ SÉC. δ	$n' \times w'$ SÉC δ	TENSIONS		SURFACES	
			TONNES de 2.000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
A 1	28 × 0.7324	....	20.69	18786	4.14	26.70
A 2	24 × 0.9144	....	22.42	20357	4.48	28.87
B 3	21 × 0.9144	....	19.61	17808	3.92	25.24
C 4	18 × 0.9144	....	16.81	15263	3.36	21.65
D 5	15 × 0.9144	— 1 × 0.2286	13.78	12522	2.76	17.76
E 6	12 × 0.9144	— 2 × 0.2286	10.74	9752	2.15	13.86
F 7	10 × 0.9144	— 3 × 0.2286	8.64	7845	1.73	11.12
G 8	8 × 0.9144	— 4 × 0.2286	6.54	5938	1.31	8.43
H 9	6 × 0.9144	— 6 × 0.2286	4.21	3822	0.84	5.37
I 10	4 × 9.0144	— 8 × 0.2286	1.87	1698	0.37	2.37
J 11	3 × 0.9144	— 10 × 0.2286	0.47	426	0.09	0.57

TABLE N° 2

CALCUL DES EFFORTS DE COMPRESSION SUR LES TREILLIS

TREILLIS	$n \times w$ SÉC. δ	$n' \times w'$ SÉC δ	COMPRESSIONS		SURFACES	
			TONNES de 2.000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
A X	28×24×0.661	....	34.37	31108	11.46	73.71
B X	21 × 0.7324	....	15.52	14092	5.17	33.34
C X	18 × 0.9144	....	16.81	15263	5.60	36.19
D 1	15 × 0.9144	— 1 × 0.2286	13.78	12522	4.60	29.64
E 2	12 × 0.9144	— 2 × 0.2286	10.74	9752	3.58	23.06
F 3	10 × 0.9144	— 3 × 0.2286	8.64	7845	2.88	18.53
G 4	8 × 0.9144	— 4 × 0.2286	6.54	5938	2.51	16.16
H 5	6 × 0.9144	— 6 × 0.2286	4.21	3822	1.40	9.01
I 6	4 × 0.9144	— 8 × 0.2286	1.87	1698	0.62	3.96
J 7	3 × 0.9144	— 10 × 0.2286	0.47	426	0.16	1.02

Dans les tables précédentes, les calculs ne sont poursuivis qu'autant que la formule donne un résultat positif; ainsi, dans la table n° 1, la formule pour K 12, donnerait pour l'effet — 0,93 ; ce qui montre qu'en aucune circonstance, la diagonale K 12 ne peut être soumise à un effort de tension. Dans la table n° 2, la formule donnerait pour K 8 le même résultat négatif, ce qui montre que la diagonale ne peut jamais être soumise à un effort de compression.

Il a été supposé dans les calculs précédents, que la poutre était chargée de son poids roulant maximum, de la culée Y à tous les sommets compris de 1 à 11 successivement ; mais si nous supposons que la poutre est chargée de la même manière de la culée X à tous les sommets, de 13 à 3 successivement, nous trouverons quelques treillis soumis à des efforts d'un caractère opposé à ceux trouvés pour eux dans les tables n° 1 et n° 2. Ainsi, les treillis J 11, I 10 et H 9, qui dans la table n° 1 paraissent soumis à des tensions, nous apparaîtront maintenant soumis à des compressions égales à celles des treillis F 3, G 4 et H 5 dans la table n° 2, auxquelles les diagonales J 11, I 10 et H 9 sont symétriques, par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la poutre.

De cela il résulte que, dans l'hypothèse d'un poids roulant, égal à celui que nous avons supposé, et couvrant toute la longueur du pont, certains treillis seraient alternativement soumis à la tension et à la compression.

Le tableau suivant contient les treillis qui sont dans ces conditions, et les totaux des forces alternatives qui s'y développent.

TREILLIS	TENSIONS		TREILLIS	COMPRESSIONS	
	TONNES de 2000 livres	KILOGS		TONNES de 2000 livres	KILOGS
J 11	0,47	426	F 3	8,64	7845
I 10	1,87	1698	G 4	6,54	5938
H 9	4,21	3822	H 5	4,21	3822
G 8	6,54	5938	I 6	1,87	1698
F 7	8,64	7845	J 7	0,47	426

Ce tableau se déduit des tableaux n°s 1 et 2, de la manière suivante :

Au commencement de la première colonne, est placée la désignation du dernier treillis dans la table n° 1, et vis-à-vis, dans la seconde colonne, l'effort de tension, établi pour lui dans cette table. Sur la même ligne, dans la troisième colonne, est placée la désignation du treillis symétrique à J 11, par rapport à l'axe vertical du milieu de la poutre, qui, dans ce cas, est F 3 et, vis-à-vis, dans la

quatrième colonne, est porté l'effet en compression trouvé pour ce treillis dans la table n° 2.

Les autres couples de treillis symétriques, qui se trouvent dans les tables n° 1 et n° 2 soumis à des efforts différents, sont disposées de la même manière, et les treillis sont pris dans leur ordre régulier de succession. On voit que les treillis symétriques sont donc soumis à des efforts égaux et contraires.

Ce résultat indiqué par les tableaux s'explique facilement, comme on le comprendra sans peine dans ce qui va suivre. Il est évident que, si avec un poids avançant de Y vers X, le treillis J 11 est soumis à une tension de 0.47 tonnes (426 kilogs), et F 3 à une compression de 8.64 tonnes (7,845 kilogs), avec un poids avançant de X vers Y, ces efforts seront inverses, et le treillis J 11 sera soumis à une compression de 8.64 (7,845 kilogs), tandis que F 3 sera soumis à une tension de 0.47 (426 kilogs). Il en est de même naturellement pour I 10 et G 4, H 9 et H 5, G 8 et I 6, F 7 et J 7. Comme une charge roulante de poids uniforme par pied, et couvrant toute la longueur du pont, occupe dans son passage toutes les positions qui sont occupées par une charge semblable passant sur le pont en sens inverse, il s'ensuit que chaque treillis, dans les couples précédents, sera sollicité, lors du passage du poids, à des efforts alternatifs de deux sortes, comme il est indiqué aux tables n° 1 et n° 2, et que, dans la construction, il devra être assez solide et avoir la forme nécessaire pour résister aux deux forces.

Les efforts sur les cordes sont les composantes horizontales des forces sur les treillis. Elles s'ajoutent en allant de chacune des extrémités vers le milieu de la poutre, où se produit le maximum. L'effort appliqué à la corde à chaque sommet, entre l'extrémité et le milieu de la poutre, est la somme des composantes horizontales des deux treillis qui coupent la corde à ce sommet. Ainsi, l'effort sur X 1 est la somme des composantes horizontales des efforts sur les treillis B X et C X ; et l'effort sur 12 est l'effort sur X 1, plus les composantes horizontales de l'effort sur les treillis A 1 et D 1, et ainsi de suite.

En se servant des mêmes signes qu'antérieurement, n et n' auront les mêmes valeurs pour les mêmes treillis que dans les tables précédentes, mais séc. δ deviendra tang. δ. Et nous supposerons que la poutre sera également chargée dans toute sa longueur des poids w et w'. On observera que les effets maximums, sur les cordes supérieure et inférieure au milieu, obtenus par cette méthode, ne sont pas égaux, et qu'ils ne sont ni l'un ni l'autre les mêmes que ceux donnés par la formule bien connue $\frac{W\,l}{8\,d}$ dans laquelle W est le total du poids distribué sur la poutre, y compris son propre poids, l la longueur de la poutre entre les supports, et d la distance verticale entre les axes des cordes supé-

rieure et inférieure. Le résultat donné par cette dernière formule est la moyenne arithmétique entre les forces au milieu des cordes supérieure et inférieure, comme on le trouve dans les tables qui suivent. Cette différence est causée par les diagonales I 6 et G 8, qui traversent le milieu de là poutre. Les tableaux n° 3 et n° 4 qui suivent indiquent les tensions sur différentes portions des deux cordes, avec les accroissements successifs de ces tensions, quand on passe d'un panneau au suivant.

TABLE N° 3

CALCUL DES EFFORTS SUR LES CORDES INFÉRIEURES.

PANNEAUX	$(n - n') \times n$ TANG δ	ACCROISSEMENTS		EFFORTS		SURFACES	
		TONNES de 2000 liv.	KILOGS	TONNES de 2000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
X 1	(21×0.33)+(18×0.66)	. . .	. . .	18.81	17079	3,76	24,218
1 2	(28×0.33)+(14×0.66)	18.48	16779	37.29	33759	7,46	49,104
2 3	(36— 2) × 0.66	22.44	20375	59.73	54234	11,95	77,235
3 4	(31— 3) × 0.66	18.48	16779	78.21	62014	15,64	100,886
4 5	(26— 4) × 0.66	14.52	13184	92.73	84116	18,55	119,645
5 6	(21— 7) × 0.66	9.24	8398	101.97	92588	20,39	131,523
6 7	(16—10) × 0.66	3.96	2942	105.93	96184	21,19	136,605
7	(10— 3) × 0.66	4.62	3555	10.55	100379	22,11	142,134

Pour les accroissements au point 7, dans la table n° 3, et de H dans la table n° 4, nous prenons la composante horizontale d'un treillis seulement; car si nous prenions la somme des deux, comme partout ailleurs, nous aurions l'effet sur 7 8, au lieu de 7, et H I au lieu de H. Avec le plancher attaché à la corde inférieure, l'effet sur H est le même que celui sur G H et H I; mais l'effet maximum est au point 7.

La cinquième colonne, dans les tables n° 3 et n° 4, contient les sections superficielles déterminées dans les cordes, qui travaillent à 5 tonnes (7k03 par millimètre carré) de tension et 4 tonnes (5k62 par millimètre carré) de compression par pouce carré. Cette section superficielle doit, dans tous les cas, désigner la section réelle, après déduction des trous des chevilles pour les parties en tension, et la section dans son ensemble, sans déduction, pour les parties en compression.

TABLE N° 4

CALCUL DES EFFORTS SUR LES CORDES SUPÉRIEURES.

PANNEAUX	$(n - n') \times w$ TANG δ	ACCROISSEMENTS		EFFORTS		SURFACES	
		TONNES de 2000 liv.	KILOGS	TONNES de 2000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
A B	(28×0.33)+24×0.66)	...	...	25.08	22672	6,27	40,436
B C	(21×0.33)+21×0.66)	20.79	18877	45.87	41650	11,47	73,973
C D	36 × 0.66	23.76	21579	69.63	63324	17,41	113,397
D E	(30—2) × 0.66	18.48	16779	88.11	80003	22,03	142,112
E F	(24—4) × 0.66	13.20	11985	101.31	91989	25,33	163.284
F G	(20—6) × 0.66	9.24	8389	110.55	100379	27,64	178,303
G H	(16—8) × 0.66	5.28	4694	115.83	105173	28,96	186,782
H	6—6 × 0.66	0.00	000	115.83	105173	28,96	186,782

Pour la maîtresse poutre centrale, toutes les parties, telles qu'elles sont calculées dans les tables précédentes, sont accrues de 75 pour cent.

Le poids des matériaux dans ce pont est décomposé comme suit :

Cordes	66.740 livres.	(30.272 kilogs.)
Treillis	52.260 —	(23.705 —)
Montants extrêmes et arcs unissant les 3 maîtresses poutres.......	12.350 —	(5.601 —)
Plancher.....................	48.140 —	(21.835 —)
Contreventements du haut et du bas.	11.440 —	(5.188 —)
Rivets......................	17.500 —	(7.937 —)
Total..........	208.430 livres.	(94.538 kilogs.)

ou 1.579 livres par pied courant (2.347 kilogs par mètre carré.)

On a soulevé des objections au sujet du chevillage des treillis à leur intersection, prétendant que la transmission des effets est ainsi compliquée et troublée, et que les chevilles sont exposées à un travail indéterminé en ces points. Ces objections ne peuvent être que théoriques, car, en pratique, elles n'ont aucun poids. Le pont de Canestota a été employé constamment sous un trafic excessivement lourd et excessivement rapide, depuis huit ans, sans qu'on ait trouvé jamais une cheville qui se soit dérangée dans toute sa construction. Le chevillage d'un treillis, d'après

M. Latham, « ne peut jamais troubler l'effort longitudinal qui se produit sur lui ; mais, au contraire, augmente la rigidité du pont, et augmente la résistance des treillis qui tendent à se courber sous les efforts de pression. »

Le pont de Canestota a été étudié et construit avec le plus grand soin. C'est un des plus beaux ponts à treillis de l'Amérique du Nord.



PONT EN FER DE POUGHKEEPSIE

(en cours de construction)

Le pont de Poughkeepsie, dont nous donnons la vue en perspective (Planche XXVI), est construit d'après les plans de la Compagnie américaine des Ponts de Chicago, adjudicataire des travaux, il sera après son achèvement l'un des plus grands ponts du monde entier. Sa longueur totale est de 4,595 pieds (1,400^{m}525); les cinq travées, au-dessus du fleuve Hudson, ont chacune 525 pieds (160^{m}017) de longueur; sa largeur comprend une double voie ferrée bordée extérieurement de trottoirs. Cette double voie et ces trottoirs sont posés sur un plancher situé à 200 pieds (60^{m}959) au-dessus des eaux du fleuve, et le niveau inférieur des travées à 135 pieds (41^{m}147) de hauteur, élévation suffisante pour permettre aux plus grands navires de passer. Les poutres sont rectangulaires et elles sont construites d'après le système Linville ; elles reposent sur des piles et des culées en maçonnerie; le viaduc continuant le pont sur la rive Est a de 50 (15^{m}240) à 135 pieds (41^{m}147) de hauteur, et est entièrement construit en fer.

La longueur totale du pont et du viaduc se décompose de la manière suivante:

5 travées de	525	pieds	(160^{m}017)	=	2.625	pieds	(800^{m}085)
3	—	160	— (48^{m}767)		480	—	(146^{m}301)
2	—	90	— (27^{m}431)		180	—	(54^{m}862)
1	—	96	— (29^{m}260)		96	—	(29^{m}260)
Sur chevalets	1.214	—	(370^{m}017)		1.214	—	(370^{m}017)
					4.595	pieds	(1.400^{m}525)

La corde supérieure sera, comme généralement dans tous les ponts construits par cette Compagnie, formée de plaques et de cornières. Les montants seront aussi formés de la même façon ; les tiges, qui seraient trop longues pour être d'une seule pièce, seront formées de barres à œils assemblées à chevilles.

La corde inférieure est aussi composée de barres à œils.

Les poutres des cinq travées sont traversées dans toute leur longueur, et, vers le milieu de leur hauteur, par une poutrelle à treillis qui unit tous les montants. D'autres poutrelles en treillis, de même dimension, unissent transversalement les montants du même panneau, leur donnant ainsi plus de force et de rigidité contre l'écrasement. Chaque panneau a quatre bras, accouplés deux par deux et chaque ferme n'est que l'accouplement de deux fermes semblables.

La perspective qui accompagne donnera une idée suffisante des proportion gigantesques de ce pont, et fournira un nouvel exemple du génie américain.



PONT SUR LA RIVIÈRE OHIO DE LA COMPAGNIE DES CHEMINS DE FER DE CINCINNATI SOUTHERN

Ce pont (planches XXVII et XXVIII) exécuté par la Compagnie de construction des ponts de Keystone, a été conçu et étudié par M. Linville. Il n'a qu'une seule portée de près de 520 pieds (158^{m}49).

C'est un des plus beaux ponts, sinon le plus beau pont en fer, à grandes mailles, du monde entier.

Le seul pont qui puisse lui être comparé, celui qui traverse le Leck, près de Kuilerburg, en Hollande, lui est bien inférieur par la perfection des détails. Il suffit de dire que, les portées étant sensiblement les mêmes, le poids par pied carré du pont hollandais est de 303 livres (1482 kilogrammes par mètre carré), tandis que celui du pont américain n'est que de 287 livres par pied carré (1043 kilogrammes par mètre carré).

Cette différence de près de 400 kilogrammes par mètre carré est très-notable pour un ouvrage d'art de cette nature.

De plus, il est à remarquer que le montage du pont hollandais, dont les parties sont rivées, est bien plus coûteux que celui du pont américain, dont les assemblages sont chevillés. Cette particularité n'est pas un des moindres avantages du système américain, car le montage n'est pas une considération à dédaigner dans le prix de revient d'un pont.

J'ai même vu dans l'Amérique du Sud des ponts dont le montage a coûté plus que la construction proprement dite.

Le savant ingénieur Linville a formé ce pont de deux maîtresses poutres du système auquel il a donné son nom.

Les principales dimensions du pont sont les suivantes :

La longueur d'axe en axe des chevilles extrêmes est de 515 pieds (157^{m}96).

Cette longueur est partagée en 20 panneaux de 25 pieds 9 pouces chacun (7^{m}84).

La hauteur des deux maîtresses poutres est de 51 pieds 6 pouces (15^{m}697) entre les axes des cordes.

La largeur du pont est de 20 pieds (6^{m}09) entre les axes des maîtresses poutres.

Le plancher qui supporte la voie ferrée est à la partie inférieure du pont.

Le pont a été calculé dans l'hypothèse d'un poids roulant uniformément réparti, de 18.18 livres par pied courant (2703 kilog. par mètre courant), augmenté du poids de deux locomotives avec leurs tenders, poids réparti sur les essieux, comme l'indique le diagramme fig. (4) (planche XXVII).

Le calcul a été fait pour un poids mort de 4.940 livres par pied courant (7.410 kilog. par mètre courant.

La section des poutres du plancher est proportionnée au poids maximum des machines et tenders, plus 30 p. 0/0.

Les suspensions à chaque extrémité des poutres du plancher sont composées de 2 étriers dont l'ensemble forme 4 sections de 3,14 pouces carrés (20,19 centim. carrés). La section des poutres du plancher a 55,4 pouces carrés (355,06 centim. carrés). Section des solives longitudinales sous la voie, 37 pouces carrés (238 centim. carrés, 70). La section des solives transversales intermédiaires, 18,5 pouces carrés (119 centim. carrés 34). Les sections des montants sont calculées à raison de 6,000 livres par pouce carré (422 kilog. par centim. carré).

Le poids est de 4.270 livres par pied courant (6.365 kilogrammes par mètre courant), soit 287 livres par pied carré, (1.043 kilog. par mètre carré) comme nous l'avons déjà dit plus haut. Le poids total du fer employé est de 2.460.000 livres (1.115.840 kilogr.).

La fig. (1) (planche XXVII) représente l'élévation de la travée et donne en même temps le diagramme des efforts en kilogrammes, exercés dans les différents panneaux sur les divers éléments d'une maîtresse poutre, corde supérieure, corde inférieure, montants ou bras, tiges et contre-tiges.

Elle donne de plus les sections planes en centimètres carrés de tous ces éléments.

La fig. (2) donne une élévation longitudinale à l'extrémité du pont et la fig. (3) une demi-vue par bout de l'entrée et une demi-coupe transversale du pont.

La planche (XXVIII) contient tous les principaux détails de la construction.

La corde supérieure est un caisson continu composé de fers plats et cornières.

Sa section totale dans les panneaux extrêmes est de 153,46 pouces carrés (799 centim. carrés) et de 275,91 pouces carrés (1.780 centim. carrés) dans les deu panneaux du milieu.

La corde inférieure est composée de barres plates à œils assemblées à chevilles; elle est divisée en autant de portions qu'il y a de panneaux.

Les montants, à l'exception de deux extrêmes inclinés et des deux verticaux des panneaux triangulaires extrêmes, sont formés de deux poutres verticales composées de fers plats et de cornières.

Les tiges et contre-tiges sont des barres à œils plates. Seule la tige XY du panneau triangulaire des extrémités est en fers plats et cornières. A leur extrémité supérieure les œils des tiges sont ajustés sur des chevilles passant à travers du caisson de la corde supérieure; à leurs extrémités inférieures elles s'assemblent sur les mêmes chevilles que les barres à œils de la corde inférieure. Les tiges ne pouvant être faites d'une seule barre, car leur longueur dépasse celle des fers marchands, sont en deux morceaux assemblés par deux chevilles à écrous et deux plaques.

Les poutres du plancher en double T sont suspendues par des étriers aux chevilles de la corde inférieure et des solives longitudinales y sont assemblées par des cornières. Ces solives portent directement les traverses en bois de la voie.

Il suffit de jeter un coup d'œil sur les figures des détails pour se faire une idée nette de la composition et du mode d'assemblage des différentes parties du pont.

La fig. (1) (planche XXVIII) donne l'élévation longitudinale de l'assemblage de la corde supérieure avec le montant incliné et la fig. (2) une coupe transversale de cette corde près de son extrémité. On voit que les deux dernières tiges des panneaux quadrangulaires et le dernier montant traversent une même cheville de 6 pouces de diamètre (0^m150).

Les fig. (3 et 4) montrent la corde supérieure dans un panneau intermédiaire, et un montant de ces panneaux; on voit que les deux poutres du montant sont réunies à leurs deux extrémités par un fer plat et, en leur milieu, sont rivées sur une poutre composée de deux fers à U et qui traverse le pont parallèlement aux cordes.

La fig. (5) montre l'assemblage de cette poutre avec le montant. Il y a dans le sens transversal fig. (4) et fig. (6) des contreventements qui maintiennent l'espacement entre les maîtresses poutres. Ils sont représentés en plan, fig. (7) et fig. (9). De plus, dans la hauteur, le contreventement est complété par des barres rondes à œils, munies de tendeurs, dont on voit les abouts, fig. (4 et 6). La fig. (8) est une coupe horizontale d'une des poutres verticales du montant. Les fig. (10 et 11) montrent la corde supérieure; en son milieu, on voit que le nombre des plates-bandes du caisson est de quatre.

Les fig. (12, 13 et 14) sont les plan, coupe et élévation de l'assemblage de la corde inférieure avec le montant incliné.

La fig. (15) montre la composition des montants extrêmes inclinés.

Les fig. (16 et 17) montrent l'assemblage des montants avec la corde inférieure dans un panneau intermédiaire, et la réunion des portions de la corde inférieure. Ils indiquent aussi le mode de suspension des poutres du plancher.

La fig. (18) montre les solives longitudinales supportant les traverses de la voie. Enfin les fig. (19 et 20) représentent l'attache des montants à la corde inférieure au milieu du pont. On y voit la composition de la corde inférieure en ce point.



PONT INTERNATIONAL SUR LE NIAGARA, ENTRE LES ETATS-UNIS ET LE CANADA

L'historique de ce pont nous conduirait à sortir des limites du cadre que nous nous sommes tracé.

Nous nous bornerons à dire que les difficultés financières furent celles qui firent surtout craindre que le projet ne vît jamais le jour, et il est probable qu'il en eût été ainsi sans le concours des capitaux anglais.

Ces difficultés surmontées, il en restait beaucoup d'autres ; il fallait les autorisations des Chambres Canadiennes et de la Législature de l'état de New-York ; on les obtint, mais alors se présentaient les difficultés toutes matérielles, les obstacles naturels qui arrêtèrent longtemps l'attention et l'étude des hommes pratiques.

Sur ce terrain nous pouvons nous étendre quelque peu, car il nous intéresse tout particulièrement, par la raison que les obstacles qui se produisirent, et qu'on eut à vaincre, ne se sont guère rencontrés jusqu'ici.

Le choix de l'emplacement était circonscrit aux environs du fort Erié sur la rive canadienne, et aux Roches-Noires sur la rive américaine, afin de réaliser la jonction des réseaux des lignes de chemins de fer du nord des Etats-Unis à celles du sud et de l'ouest du Canada. A ce point de vue, le voisinage de la ville de Buffalo offrait des avantages évidents, mais la possibilité d'érection du pont en cet endroit était bien problématique. En effet, non seulement le Niagara est un fleuve très-rapide et dont le lit est très-profond, mais en hiver il charrie des monceaux de glace. De l'avis du plus grand

nombre et, spécialement de ceux qui connaissaient le mieux le fleuve, aucune pile n'aurait su résister au choc de ces énormes blocs, tant est considérable la vitesse de leur entraînement.

On devait aussi prévoir les crues subites qui se produisent occasionnellement dans les lacs Erié et Ontario, dont le fleuve est en quelque sorte le lien. Heureusement le lit du fleuve est, dans cette partie, un calcaire compact recouvert d'une faible couche de gravier. Cette circonstance détermina les ingénieurs à adopter définitivement cet emplacement.

Restait à déterminer les proportions du pont projeté, pour l'ouverture de ses travées, pour ses piles et pour sa superstructure, de façon à ce qu'il satisfît aux diverses conditions que devaient remplir ses différentes parties.

On eut donc à prévoir et à tenir compte : de la profondeur du fleuve, dont la valeur moyenne est d'environ 50 pieds (15^{m}240), mais qui éprouve des variations brusques, nombreuses et considérables ; du courant qui est rapide et changeant. Sa vitesse varie de 5 1/2 milles (8 kilom. 1/2) à 12 milles (19 kilom.) à l'heure.

De plus on ne pouvait guère compter sur la possibilité d'un ancrage, et il fallait prévoir le danger auquel étaient exposées les pièces qui servent à l'érection des piles, pendant toute la saison favorable à la navigation, qui est précisément celle des travaux, puisque en hiver le charriage des glaces force à les interrompre absolument.

La compagnie adjudicataire des travaux du pont, à la tête de laquelle étaient MM. C.-S. Growski et D.-L. Macpherson de Toronto, accepta de mener à bien l'entreprise, moyennant 1 million de dollars (5 millions de francs), en se conformant aux prescriptions du cahier des charges.

Les principales de ces prescriptions stipulaient que le pont reposerait sur des piles en pierres, que la superstructure serait en fer, et que les ponts tournants à établir sur le bras principal et sur le bras longeant les Roches-Noires, le seraient selon les instructions du comité des ingénieurs militaires du gouvernement des Etats-Unis.

Cette même compagnie passa également un contrat pour les travaux complémentaires exigés pour relier le pont avec la ligne du chemin de fer central de New-York, et aussi pour le rattacher à la voie principale de la ligne de Buffalo et du lac Huron.

La longueur du pont, depuis la culée sur la rive canadienne jusqu'à celle de l'île Squaw, qui est située entre le bras principal et la Roche-Noire, est de 1,967 $\frac{1}{2}$ pieds (599^{m}686).

La distance au travers de l'île est de 1,167 pieds (355^{m}846).

Enfin, de la culée de l'autre côté de cette île jusqu'à celle de la rive américaine, le développement du pont est de 517 pieds (157^{m}578).

Ce qui fait une longueur totale de 3,651 $\frac{1}{2}$ pieds (1113m110).

Entre la rive canadienne et l'île Squaw il y a 6 piles. La première travée a 193 pieds 5 pouces (58m952), les deux suivantes ont 197 pieds (60m044) chacune; les trois suivantes 248 pieds (75m589) chacune. (Planche XXIX), fig. (I et 2).

Le pont tournant repose sur un pilier à pivot qui est le 7e, son extrémité orientale s'appuyant sur le 8e et dernier pilier du fleuve. Entre celui-ci et la culée de l'île Squaw s'étend une autre travée de 194 pieds (59m130).

Le pont se continue alors au travers de l'île sur des chevalets de 20 pieds (6m096) de hauteur. Le pont tournant, dont il vient d'être question, a 362 pieds (110m335) de longueur. Entre l'île et la rive américaine le pont se continue, et le premier pilier du côté de l'île supporte le pont tournant du port de la Roche-Noire; la longueur des deux bras réunis est de 218 pieds (66m445). Le bras de l'ouest vient reposer sur la dernière pile soutenant la dernière travée de 219 pieds (66m750), qui rejoint la culée de la rive américaine. La construction du pont demanda près de trois ans.

Nous ne nous étendrons pas sur les détails de la construction des piles en pierre, soutenant la superstructure; nous aurons à en reparler incidemment dans la suite.

La poutre choisie pour la superstructure du pont international est la poutre Linville ou Pratt, construite entièrement en fer.

Elle fut préférée à celles des autres systèmes à cause de la précision et de la simplicité des calculs par lesquels on détermine toutes les parties qui la composent et aussi en raison des résultats reconnus par celles qui existent déjà sur beaucoup de points du territoire, et qui établissent d'une façon formelle et indiscutable ses avantages de durée et d'économie.

Ce dernier point est surtout évident quand on considère que la construction de chacune des travées fixes du pont international est la même. Elles ne diffèrent que par leurs dimensions.

Nous ne donnerons ici que la description des grandes travées fixes de 248 pieds (75m589) de portée.

Ces travées sont divisées en dix-neuf panneaux d'une hauteur de 26 pieds (7m925), sauf dans la grande travée tournante, Planche XXIX, fig. (3), où ils atteignent au milieu une hauteur de 36 pieds (10m973).

Les cordes supérieures, ainsi que les montants et les bras inclinés extrêmes, sont des colonnes Phœnix en fer.

Les cordes supérieures sont en 6 secteurs, ainsi que les bras inclinés des extrémités.

Les montants verticaux ne sont composés que de 4 secteurs.

Les bras extrêmes sont inclinés vers le milieu de la travée, et leur projection

horizontale est égale à la largeur d'un panneau. L'angle d'inclinaison est de 63°.

La corde supérieure est divisée en autant de portions que de panneaux : soit 17. Les différentes parties de la corde supérieure sont assemblées au moyen de manchons en fonte.

La corde supérieure est d'un poids croissant des extrémités vers le centre de la travée.

Le diamètre intérieur de chaque portion est le même, mais les segments qui la composent sont d'épaisseurs variables.

Les cordes inférieures sont faites en barres à œils.

A l'extrémité de chaque travée on n'emploie que deux de ces barres ; il y en a quatre, du troisième panneau au cinquième ; six, du cinquième au septième et huit de ce septième panneau au panneau correspondant dans la partie opposée de la travée. Ces barres à œils sont égales en longueur à la largeur des panneaux.

Les tiges et les contre-bras ont une longueur transversale de 2 panneaux et sont inclinés à 45° ; c'est l'angle le plus favorable, le maximum de résistance est obtenu dans ce cas avec le minimum de matières.

Les tiges principales sont des barres à œils, et les contre-tiges sont des fers ronds munis de tendeurs pour le réglage. Toutes les jonctions des poutres verticales sont opérées avec des chevilles.

Les poutres du plancher sont accouplées ; elles ont 15 pouces (0^m381) de hauteur, les plates-bandes inférieures et supérieures ont ensemble 5 pouces (0^m125) de large, laissant entre elles un intervalle de 10 pouces (0^m254) pour l'attache des tirants longitudinaux.

Ces poutres du plancher sont suspendues aux travées par 4 brides en fer, 2 à chaque extrémité. Les contreventements horizontaux, qui doivent donner au plancher du pont la rigidité désirable, sont placés entre les poutres du plancher et y sont fixés.

A leur partie supérieure, les poutres sont maintenues à une distance invariable par de légères colonnes Phœnix, joignant dans un plan horizontal les pièces d'assemblage des différentes portions des cordes supérieures ; les montants y sont également fixés de façon à compléter la rigidité de l'ensemble supérieur. Ces montants sont joints aux cordes supérieures par l'intermédiaire de brides ou étriers en fer.

Tous les contreventements horizontaux sont assemblés par des parties taraudées avec les manchons d'assemblage en fonte des cordes supérieures, afin d'empêcher le jeu de se produire ; la verticalité des poutres est complétée par l'emploi d'équerres qui sont fixées sur les montants et sur les colonnes Phœnix horizontales de contreventement.

D'après ce qui précède, on voit que chaque travée forme une sorte de caisson rectangulaire, dont les parois verticales supportent le poids mort du pont et la

charge roulante, et les deux poutres horizontales résistent à l'action du vent et aux oscillations latérales.

Les poutres reposent sur des plaques en fonte boulonnées dans la maçonnerie; une des extrémités de la poutre est fixée sur la plaque, l'autre porte des galets, ce qui permet aux effets de dilatation de se produire librement.

Le plancher du pont est composé de quatre poutres longitudinales sur lesquelles reposent d'autres poutres transversales. Les premières, qui constituent la voie permanente, consistent en deux pièces de 8 × 18 pouces (203 × 457), posées côte à côte et séparées seulement par un intervalle de 1 pouce (25 millim.). Les poutres transversales, qui ont une section de 6 × 12 pouces (152 × 305 millimètres) sont posées à un pied de distance (soit 0^m305). En dehors de chaque rail et à une distance de 8 pouces (0^m203), se trouve une longrine de chêne à section carrée de 6 pouces (0^m152) de côté, qui est boulonnée dans le plancher. C'est une précaution pour le cas de déraillement de la machine ou d'un wagon.

Le caractère essentiellement nouveau de la construction de ce pont, au point de vue de sa superstructure, et qui s'écarte de la pratique ordinaire, a été la substitution du fer à la fonte, dans les travées fixes, partout où elle pouvait s'effectuer avec avantage.

Dans la majorité des ponts Pratt ou Linville, bâtis avant 1870, la fonte était employée dans les cordes supérieures et, dans quelques-uns, les bras mêmes étaient en fonte.

Dans le pont international, les colonnes Phœnix en fer ont été employées pour toute pièce en compression, la fonte n'étant utilisée que pour les lits sur la maçonnerie, pour les piédestaux des extrémités et les colonnades qui les surmontent, enfin pour les manchons d'assemblage de la corde supérieure.

D'après la description qui précède et l'examen de la travée de 193 pieds 5 pouces (58^m952) dont nous donnons l'ensemble et les détails, planche XXX, fig. (1 à 14), on verra clairement que la quantité de fonte a été réduite à un minimum; qu'on ne l'a employée qu'alors qu'il n'y avait pas à craindre qu'elle ne remplît pas le but qu'on se proposait d'atteindre.

Les principales pièces qui travaillent à l'extension, ainsi que la corde inférieure, sont composées de barres à œils plates avec des œils à chaque extrémité pour recevoir les chevilles d'assemblage. Elles sont faites sans soudure; les œils sont faits à la presse hydraulique, après que les extrémités de la barre ont été repliées sur elles-mêmes. De cette façon on obtient l'épaisseur nécessaire pour la tête à œil; l'œil est percé dans la partie compacte du métal. Toutes les pièces taraudées ont eu leur diamètre augmenté de façon à conserver leur section dans le noyau de la partie filetée.

Les joints d'assemblage, dans les cordes supérieures, ont été soigneusement ajustés et alésés.

Dans les travées tournantes les cordes supérieure et inférieure sont composées de fers plats et cornières rivés les uns aux autres.

L'emploi des barres à œils dans les cordes inférieures de ces travées fut, naturellement, déclaré inadmissible.

Les tiges, au lieu d'avoir un œil à chaque extrémité, n'en ont qu'un à leur partie inférieure ; les extrémités supérieures passent au travers de la corde supérieure et sont filetées et boulonnées. Cela facilite l'ajustage exact de la travée en serrant ou desserrant les boulons.

Les tables tournantes sont sur le modèle adopté aux usines de Phœnixville et détaillées planche XXX, fig. (15 et 16). Les plaques en fonte du chemin de roulement des galets sont rabotées sur leurs deux faces, et elles le sont avec un soin si minutieux que, bien qu'on puisse distinguer à l'œil les joints des segments qui les composent, il est impossible de les percevoir au toucher. Ces tables tournantes sont ajustables de façon que le poids du pont soit parfaitement équilibré, et que, néanmoins, tout ce poids puisse être appliqué au centre des piliers, ou sur les galets de frottement.

Dans le premier cas, le pont peut tourner très-aisément, mais pas aussi facilement que quand les galets ont à supporter une partie du poids. C'est une locomobile verticale qui donne le mouvement, bien que la manœuvre puisse aussi se faire à bras.

Les deux cylindres de la locomobile ont 8 × 12 pouces ($0^m203 \times 0^m305$), les chaudières sont verticales et tubulaires.

Elles sont placées au niveau du plancher du pont, dans un abri en dehors de l'une des poutres, et immédiatement au-dessus de la table tournante; du côté opposé de la table tournante et également en dehors de l'autre poutre, il y a un abri correspondant où se trouvent le charbon et le réservoir d'eau.

Pour supporter les extrémités des fermes tournantes, quand elles sont fermées, et afin de maintenir la fermeture, on emploie des coins qui sont élevés ou abaissés par les machines qui manœuvrent la table tournante, fig. (17 et 18).

Dans le but de fixer le pont, quand il est fermé, les rails de la voie permanente dépassent de 6 pouces (0^m152) les extrémités de la travée tournante, et reposent sur des coussinets solides, en fonte, de 2 $\frac{1}{2}$ pouces d'épaisseur (66 millimètres), boulonnés sur les lourds madriers en croix des travées fixes voisines.

Ces rails d'extrémité ne sont pas tirefonnés, mais disposés de façon à ce que les extrémités qui reposent dans les coussinets puissent être élevées de 3 $\frac{1}{2}$ pouces (88 millimètres), pour dépasser les flancs des coussinets quand il est nécessaire

d'ouvrir le pont. L'élévation des rails est faite simultanément avec celle des coins et par la même machine.

Un indicateur, placé dans l'abri de la machine, montre au mécanicien quand les coins ou les rails sont suffisamment élevés ou abaissés.

Cet indicateur consiste en une longue vis verticale passant dans un écrou avec deux clavettes qui l'empêchent de tourner et qui glissent dans deux guides.

Pendant le travail de la machine, la vis verticale fait avancer l'écrou, qui est alors conduit jusqu'à un repère qui indique que le pont est délivré, que les rails et les coins sont soulevés, et qu'on peut faire pivoter la travée. Lors de la fermeture du pont, l'opération inverse a lieu et l'écrou reprend sa place au fond des glissières.

Le fer employé dans la construction du pont est de première qualité, sa force de résistance maxima est de 55,000 à 60,000 livres par pouce carré (38 à 42 kilog. par millimètre carré); la moyenne de la réduction de section au point de rupture est de 25 pour cent; celle de l'allongement au même point est de 15 pour cent; la flexion qu'on peut lui faire subir sans signe de rupture varie de 90° à 180°.

Pour la principale travée tournante,

le poids mort est de	14.430 livres	(5.545k.345),
la charge roulante est supposée de.	17.344 »	(7.867k.958),
	31.774 »	(14.413k.303).

La longueur de cette travée, d'axe en axe des chevilles extrêmes, est de 358 pieds (109m116), planche XXIX, fig. (3).

La longueur de chaque panneau est de 13 pieds 10 pouces et demi (4m228) excepté pour les deux panneaux du milieu qui n'ont que 12 pieds 6 pouces (3m810).

La hauteur de la travée est de 26 pieds (7m925) à chaque extrémité, et de 36 pieds (10m973) au milieu.

On a pris, comme coefficients de sécurité des résistances pour le travail à l'extension et à la compression, les mêmes chiffres sensiblement que pour les travées fixes.

L'érection de la superstructure ne donna pas lieu à de sérieuses difficultés pour la partie du pont du côté du port de la Roche Noire, ni pour les travées 1 et 7, ni même pour la travée tournante sur le fleuve du Niagara; un échafaudage ordinaire fut bâti sur les piles ou directement sur le roc au fond de la rivière.

Mais on eut à lutter contre les éléments et contre la débâcle des glaces, et on rencontra d'assez grands obstacles pour les travées 2, 3, 4, 5 et 6, qu'on surmonta en érigeant des échafaudages flottants composés de trois parties distinctes, à savoir: les pontons de support; l'échafaudage inférieur allant jusqu'au-dessous des poutres en fer du plancher de la superstructure permanente;

enfin, l'échafaudage supérieur, Planche XXX, fig. (19, 20, 21, 23, 24, 25, 26). Le nombre des pontons employés pour les travées de 197 pieds (60^m044) était de cinq, et de six pour les travées de 248 pieds (75^m589); ils avaient 55 pieds (16^m764) de long et 17 pieds (5^m181) de large: leur hauteur était de 10 pieds (3^m048). Ils étaient rectangulaires à l'arrière et en pointe à l'avant, comme les caissons employés ordinairement pour la fondation des piles. Chaque ponton fut divisé en deux parties au moyen d'une cloison transversale, de façon à ce que l'eau ne pût pénétrer que dans une seule des extrémités.

Au bas de la séparation, on pratiqua une ouverture fermée par une soupape à charnière, permettant à l'eau de pénétrer dans la seconde division, si cela devenait nécessaire.

Chaque ponton fut aussi pourvu de deux robinets placés près du fond, un à chaque extrémité et communiquant ainsi avec l'eau du fleuve. Au moyen de ceux-ci, on pouvait laisser pénétrer l'eau à volonté. Les pontons furent placés à égale distance les uns des autres, et les espaces, laissés entre eux et les piles, étaient égaux à la moitié de la largeur entre deux quelconques d'entre eux.

Chaque ponton fut maintenu par un câble et tous les câbles furent rassemblés et assujettis, à environ 500 pieds (152^m397) du pont, au ponton spécial, immobilisé par trois lourdes ancres, posées à 500 autres pieds (152^m397) au delà dans le fleuve.

Les échafaudages furent très-simples, mais très-solides; ils consistaient en deux systèmes de charpente absolument séparés et distincts l'un de l'autre; le premier reposait simplement sur le second, mais sans y être attaché.

Au sommet de la charpente supérieure, on établit une voie de chemin de fer destinée à supporter un treuil roulant très-puissant employé à hisser les différents éléments en fer de la superstructure.

En construisant l'échafaudage pour la travée n° 2, les pontons furent mis à flot entre les piles 2 et 3, et les travaux supérieurs furent alors érigés.

Pendant la mise en place de la superstructure, l'échafaudage était maintenu à environ 8 ou 10 pieds (3^m048) en amont du courant, de façon à se prémunir contre la rupture des ancrages, en cas d'ouragan.

Le sommet de l'échafaudage inférieur était maintenu à environ 1 pied (0^m305 au-dessus des sommets des piles, pour empêcher la superstructure de reposer sur la maçonnerie avant son complet achèvement, dans le cas d'une baisse de la rivière.

La détermination de la hauteur convenable pour l'échafaudage pouvait se faire d'ailleurs presque sûrement, en se basant sur les observations faites de longue date sur les crues et les baisses de la rivière.

Pendant la construction du travail en fer, il était nécessaire de supporter les piédestaux des colonnes en biais des extrémités. Cela fut fait en enfonçant à chaque extrémité de l'échafaudage supérieur et entre le dessous de la première paire de barres à œils inférieures et les poutres en bois transversales ou longrines, un support courbé. Entre les piédestaux, on introduisit à chaque extrémité une poutre d'une longueur suffisante pour les maintenir exactement séparés de 20 pieds (6m096), d'axe en axe, et ces piédestaux furent en outre attachés solidement, de manière à ce que leur écartement restât invariable.

Quand la superstructure en fer fut prête à être posée sur la maçonnerie, les pontons furent descendus dans le sens du courant ; les piédestaux et les palans furent alors attachés inversement à chacune des extrémités supérieures de l'échafaudage inférieur ; ces palans étaient employés pour assujettir les extrémités de l'échafaudage et amener les piédestaux exactement sur les plaques formant leur lit. Avant d'abaisser les pontons, en y laissant entrer l'eau, l'échafaudage supérieur fut fixé au travail en fer, de manière à rester suspendu jusqu'à ce que ces pontons fussent suffisamment abaissés pour permettre à l'échafaudage inférieur de passer sous la superstructure pour l'en éloigner.

Aussitôt que la travée n° 2 fut en position, les pontons portant l'échafaudage inférieur furent descendus en aval de la rivière d'environ 100 pieds (30m480), au moyen de quatre grands remorqueurs unis au ponton stationnaire qui avait reçu, ainsi que nous l'avons dit, tous les câbles des différents pontons.

Lorsque l'ensemble eut été ainsi descendu plus bas que la travée terminée, il fut remonté de l'autre côté de la pile n° 3, et encore ramené entre les piles 2 et 3 pour recevoir l'échafaudage supérieur de la travée n° 2, qui était démonté.

Comme le travail de superstructure sur les travées 4, 5 et 6 ne pouvait être commencé avant que celui de la travée n° 3 fût achevé, les échafaudages furent démontés complètement et mis de côté.

La première travée pour laquelle ils devinrent nécessaires fut la travée n° 6.

Dans sa construction, on suivit le même mode que dans les travées 2 et 3. Quand le fer fut en place, les pontons avec l'échafaudage inférieur furent remorqués autour de la pile n° 5 en remontant le courant au-dessus de la travée n° 3, jusqu'à ce que la pile n° 4 fût complète.

Sept forts remorqueurs furent alors nécessaires en raison de la plus grande largeur de la travée et de la force additionnelle du courant dans le milieu de la rivière, où sa vitesse est plus grande.

Quand la maçonnerie fut finie, l'échafaudage fut mis en place entre les piles 3 et 4, L'opération du transport d'une travée de 240 pieds (73m151) de long et de 46 pieds (14m020) de hauteur demandait les plus grands soins.

On ancra directement et solidement au-dessus du milieu de la travée n° 4 à 1,200 pieds (367m750) en amont du courant. Le câble attaché à cette ancre fut alors amené et joint au ponton spécial (Camel).

Les câbles des deux autres ancres qui le maintenaient furent alors graduellement détendus, de façon à ce que l'effort restât sur le premier câble placé au-dessus du milieu de la travée n° 4.

De cette façon, l'échafaudage fut amené directement au delà de la place qui lui était destinée, et tout ce qu'il fut alors nécessaire de faire consista à détendre les câbles unissant les pontons supportant l'échafaudage au « camel ». Quand la travée n°4 fut achevée, le mode pour conduire les pontons à la travée n° 5 fut changé. Au lieu de les descendre et de les remorquer en contournant, ils furent remontés directement contre le courant d'environ 300 pieds (91m438) au-dessus du pont, et furent alors mis en place, comme on l'avait fait pour les transférer de la travée n° 3 à la travée n° 4. Mais cette opération fut très-longue et très-laborieuse, particulièrement au début, quand les pontons furent chargés d'eau qu'on ne pouvait pomper au dehors, tant que l'échafaudage inférieur n'était pas dégagé de la superstructure.

Quand les six pontons employés dans les travées de 240 pieds (219m452) eurent été complétement chargés de toutes les charpentes et de la superstructure en fer, leur immersion était de 4 pieds (1m219), tandis que celle du « camel » était de 5 pieds (1m524) environ.

L'idée d'employer un échafaudage flottant, pour construire un travail en fer de cette nature, n'inspira pas tout d'abord une grande confiance, la mise en place exigeant une grande exactitude. C'était une nouveauté. Mais, comme aucune autre combinaison ne semblait offrir autant de chances de succès, on résolut de tenter l'expérience, et, comme on le voit, elle répondit admirablement au but que l'on s'était proposé et aux espérances que l'on avait conçues.

A certains points de vue même, cette méthode eut de plus grands avantages qu'un échafaudage ordinaire, bâti sur le fond du fleuve. Toute irrégularité de forme, dans l'échafaudage sur les pontons, pouvait être plus facilement rectifiée, en ajoutant ou en retirant de l'eau aux pontons, qu'elle n'aurait pu l'être sur un échafaudage permanent.

L'opération d'enfoncement des pontons pour faire reposer le travail en fer sur la maçonnerie était excessivement simple et facile à contrôler. L'envahissement de l'eau à l'intérieur des pontons pouvait être réglé avec non moins de précision, et la superstructure abaissée avec la vitesse désirée.

La première pièce de fer de la superstructure fut posée le 17 juin 1871, et la dernière travée faite, celle n° 5, fut abaissée et mise en place le 29 octobre 1873.

Le pont fut livré au passage des trains de chemin de fer le 3 novembre 1873.

Nous avons parlé des grandes quantités de glaces charriées à certaines époques par le fleuve, et dit les craintes qu'elles avaient données, quant à la possibilité de la construction des piles (planche XXXI). Ces piles furent élevées néanmoins et toutes les difficultés furent surmontées. Elles sont fondées sur caissons, pour la plupart, et munies de brise-glaces, commençant très profondément et recouverts, jusqu'à 4 pieds (1^m219) au-dessus du niveau des basses eaux, de plaques en fer d'un demi-pouce (0^m012) d'épaisseur, fixées solidement par des boulons, et protégées à l'angle saillant par une armure de cornières en fer de $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ pouces ($0^m102 \times 0^m102 \times 0^m012$).

Les auteurs du projet avaient confiance dans la stabilité de la maçonnerie des piles; mais il restait à voir et à déterminer par une série d'expériences la valeur du choc des masses mouvantes de glaces et à déduire de ces constatations, par le calcul, les efforts auxquels cette maçonnerie devrait résister. Il résulta de nombreuses expériences faites dans le mois de février 1871, aux moulins de Toronto, que la force écrasante de la glace était de 20,833 livres par pouce carré (1,464 kil. par centimètre carré). Quoique les opinions puissent différer sur l'action de la glace contre un corps inerte, il est un fait reconnu par tous, c'est que la force exercée ne peut pas être plus grande que celle qu'il faut pour écraser ou briser la glace qui vient en contact avec ce corps.

Partant de cette hypothèse, nous avons les données suivantes qui nous permettent de calculer les effets auxquels les piles seront exposées par la glace.

1° L'épaisseur de la glace;

2° La force nécessaire par pied carré pour l'écraser;

3° La superficie de la maçonnerie exposée à son action;

4° La vitesse du courant.

Comme la pile n° 1 est l'une des plus petites et, par conséquent, l'une des moins capables de résister à une force de cette nature, nous ne donnerons ici que les calculs faits pour elle.

Epaisseur de la glace, 3 pieds (0^m914);

Superficie exposée, 36,32 pieds carrés ($234^{m}313$);

Vitesse du courant, 4 milles à l'heure (6^k400);

(En réalité, elle n'est que de $2 \frac{1}{2}$ milles) (4^k500).

Pression horizontale nécessaire pour entraîner la pile, selon le courant, 1,222,500 livres (554,513 kilog.);

Idem sur les côtés, vers le milieu du courant, 937,600 livres (425,288 kilog.);

Idem vers la rive, 1,474,700 livres (666,993 kilog.).

Si la pression est appliquée verticalement en un point situé à 20 pieds ($6^{m}096$) du sommet, sa valeur nécessaire pour renverser la pile est :

Vers le milieu du courant, 1,166,218 livres (528,989 kilog.);

Vers le rivage, 1,338,315 livres (607,051 kilog.);

La pression due à la force d'écrasement de la glace est.	688,080 livres	(312,108 kilog.)
Résistance quasi fluide.	272 livres	(123 kilog.)
Total du maximum de pression de la glace.	688,352 livres	(312,231 kilog.)

Les données pour les autres piles sont naturellement les mêmes, en tenant compte néanmoins des profondeurs différentes de l'eau à l'endroit où elles sont posées, de la différence de leur largeur et aussi de la vitesse du courant.

La raison qui a fait calculer la pression nécessaire pour renverser les piles, exercée verticalement à 20 pieds ($6^{m}096$) du sommet, est qu'on a supposé qu'il était possible que la glace s'amoncelât entre deux piles et qu'elle eût une tendance à les renverser sur le côté. La hauteur des piles au-dessus de l'eau a été supposée de 20 pieds ($6^{m}096$), bien qu'elle soit en réalité de 21 ($6^{m}401$); la différence est en faveur de la stabilité.

Tous les calculs faits pour déterminer les forces nécessaires pour déplacer ou renverser les piles ont été établis, en supposant que les piles se soutenaient seules et sans être maintenus par la superstructure, qui leur donne une plus grande stabilité, non seulement par son poids, mais encore par la liaison qu'elle réalise.

Le prix de ce pont s'est définitivement élevé, y compris les raccordements avec les différentes lignes de chemin de fer du Canada et des Etats-Unis, à près de 1,500,000 dollars (7 millions 500 mille francs).



PONT SUSPENDU RIGIDE A PITTSBURG.

C'est à M. Edward Hemberlé, l'ingénieur de la Compagnie américaine des Ponts, qu'est due la conception du pont qui a été construit à Pittsburg (planches XXXII et XXXIII), Pensylvanie, et dont nous allons donner ci-après la description. Il traverse la rivière Monongahela en trois travées; la principale a 800 pieds (243^{m}84) de longueur entre les axes des piles, c'est la travée centrale, fig. (1 et 2); les deux autres travées, à chaque extrémité, n'ont que 145 pieds (44^{m}19) chacune. Les tours qui soutiennent les chaînes atteignent, au-dessus du niveau des basses eaux, une hauteur de 180 pieds (54^{m}86), et la flèche de la chaîne a 88 pieds (26^{m}82). La chaussée a 20 pieds (6^{m}09) de largeur; cette largeur contient une double voie de tramways et une voie de chemin de fer étroite; des deux côtés de la chaussée courent des trottoirs ayant une largeur de 6 pieds (1^{m}82).

Les piles et les ancrages sont placés sur des fondations en bois, et sont construits en pierre de taille. La chaîne ou corde inférieure est composée de barres à œils; elle supporte tout le poids permanent de la construction, sans transmettre aucun des efforts à la corde supérieure qui sert à lui donner la rigidité.

Pour obtenir ce résultat, on a érigé complètement le pont avant d'attacher la corde supérieure au milieu de la travée; les détails des joints de ces deux cordes sont étudiés de manière à ce qu'elles ne travaillent que sous l'effort du poids roulant. Quand le pont est à moitié chargé, la corde supérieure du côté de la charge travaille à la compression, tandis que l'autre partie travaille à l'extension.

La corde supérieure et la corde inférieure sont munies de contreventements assez résistants pour détruire l'effet du vent; on a, en outre, pour accroître la rigidité, placé deux poutres à treillis servant en même temps de garde-corps. Ces poutres à treillis ont, de 100 en 100 pieds (30m50), des joints à coulisses permettant la dilatation; elles sont suspendues à la chaîne au moyen de barres plates placées de 20 (6m10) en 20 pieds (6m10). A l'endroit des coulisses de dilatation, au lieu de barres plates, ce sont des fers à U, réunis par un treillis, qui servent à la suspension, afin d'établir une connexion rigide avec les chaînes.

Des petites poutres en treillis, de 3 pieds (0m91) de hauteur, unissent de 20 (6m10) en 20 pieds (6m10), les treillis extérieurs de la chaussée; ces poutrelles supportent deux rangs de solives, qui, avec les treillis extérieurs, soutiennent toute la chaussée. Toutes les solives transversales sont contreventées par des tiges en croix. En outre, deux cables en fil d'acier, placés sous ce plancher comme on le voit, fig. (2), contribuent par surcroît au contreventement.

Les tours sont entièrement en fer, à l'exception de la base des colonnes qui est en fonte. Ces tours, fig. (3 et 6), sont formées de 4 colonnes, ayant chacune 30 pouces carrés (293 centim. carrés) de section, et unies par un treillis. Les chaînes reposent au sommet de ces tours sur des selles en fer pouvant rouler sur des galets. Cette disposition permet ainsi aux chaînes de se déplacer légèrement sous les différents efforts, sans influencer l'état d'équilibre des tours.

Ce pont a été calculé pour un poids roulant de 1,600 livres par pied courant (2,379 kilog. par mètre courant), poids sous l'action duquel les chaînes seront soumises à un travail de 12,000 livres par pouce carré (8k43 par millim. carré). Les autres parties du pont sont calculées pour des efforts de 8,000 à 10,000 livres par pouce carré (5k62 à 7k03 par millim. carré). Pour les tours, la pression a été calculée à raison de 9,000 livres par pouce carré (6k32 par millim. carré). Le prix de ce pont s'est élevé à la somme de 500,000 dollars (environ 2,500,000 fr.).

L'œuvre de l'ingénieur Hemberlé a le mérite d'être la première application du système rigide à longue portée dans le cas de ponts suspendus pour chemins de fer. La longue expérience de ce praticien donne une valeur considérable à ses productions; tous les ingénieurs trouveront donc profit à les étudier avec l'attention qu'elles méritent.



VIADUC DE PORTAGE SUR LA RIVIÈRE GENESÉE (ÉTATS-UNIS)

Le 6 mai 1875, avant le jour, le fameux viaduc en bois au-dessus de la rivière Genesée, à Portage, sur la ligne de l'Erié, prit feu et fut complètement détruit. Ce viaduc avait 850 pieds (259^{m}076) de long et une hauteur de 234 pieds (71^{m}322); il était bâti en travées de 50 pieds (15^{m}240) chacune, chaque palée en charpente était formée de trois portants placés les uns à côté des autres et reposant sur des piliers en pierre. Ainsi que nous l'avons dit, la destruction fut complète, le feu s'éteignit, faute d'aliments; car non seulement il ne laissa pas trace du moindre fragment de charpente, mais même il ébranla au fond de l'abîme où coule la rivière la maçonnerie ; celle des rives s'écroula presque complètement.

L'importance de la construction, et ce fait que la ligne avait une autre voie, sur laquelle le trafic de Buljato pouvait être momentanément continué, fit que l'érection d'une structure temporaire fut jugée inutile, et qu'il fut décidé sur le champ de reconstruire en fer.

Dès le 10 mai, soit quatre jours après le désastre, le contrat pour le travail en fer fut passé avec la Compagnie Watson, de Paterson, le pont devant être construit d'après les plans préparés par l'ingénieur George S. Morison et fait sous sa direction. Pendant cette même semaine, on prit des dispositions pour réparer la maçonnerie ; une nouvelle culée fut construite à chaque extrémité ; les piliers, sur

la rive Est, furent démolis jusqu'au-dessous de la surface du sol et on en éleva de nouveaux ; ceux de la rive Ouest furent abandonnés, et de nouveaux furent élevés à 18 pieds (5^{m}486) des anciens, le support de l'ancienne structure étant considéré comme trop rapproché du précipice de ce côté de l'abîme; trois des piliers dans cet abîme furent également abandonnés et les autres réparés et pourvus de grosses pierres de taille prêtes à soutenir le travail en fer. En réparant la maçonnerie, on employa abondamment du béton Coignet, avec lequel on recouvrit les surfaces supérieures des piliers, et dont on encaissa les parties exposées à l'action constante du froid et de l'eau. Bien que ce travail n'ait pas encore eu un temps d'épreuve suffisant, on a tout lieu de penser qu'il n'est pas de méthode meilleure et plus économique de rendre à la maçonnerie compromise sa force primitive. Ce fut après un mois seulement, le 13 juin, qu'arriva et fut élevée la première colonne en fer. Le 29 juillet suivant toute la partie métallique du pont était en position ; le lendemain, la voie était placée et le surlendemain, 31 juillet, le pont était officiellement soumis à l'épreuve en présence des administrateurs de la ligne et d'un grand nombre de spectateurs, et, aussitôt après, livré au trafic.

La nouvelle construction a le caractère général des autres viaducs en fer récemment élevés par les ingénieurs américains, n'en différant que dans ses proportions et dans ses détails plutôt que par un principe général de construction. .

A vingt milles à l'Est et à trente milles à l'Ouest de Portage, la ligne n'a qu'une seule voie, mais la Compagnie du chemin de fer de l'Erié projette depuis quelques années déjà l'établissement d'une seconde. Le pont est à l'extrémité d'une pente de $\frac{1}{100}$ d'environ 1 $\frac{1}{2}$ mille (2,400 mètres) de longueur, qu'on s'est proposé de réduire en élevant la voie sur le pont. Comme la situation financière de la Compagnie exigeait des économies, on se détermina à ne construire que pour une seule voie, mais avec la faculté réservée de pouvoir modifier cette disposition par la suite, sans grande dépense, et de permettre d'en placer une seconde, à environ 20 pieds (6^{m}096) au-dessus, si on le jugeait nécessaire. Dans le projet du nouveau pont, les colonnes de support furent donc calculées en conséquence, et elles furent faites assez fortes pour porter une double superstructure ; les *poutres* n'ont que la force nécessaire pour une voie seulement, mais elles sont placées à 20 pieds (6^{m}096) d'axe en axe et sont étroites, de sorte que, s'il devenait nécessaire de faire une seconde voie, la force pourrait être doublée en plaçant des *poutres* semblables immédiatement à côté d'elles. Si on croyait aussi qu'il faille changer l'élévation, les chapiteaux ont une largeur suffisante de chaque côté des supports des *poutres* pour soutenir *les sabots* d'une nouvelle *poutre*, dont la corde inférieure serait directement au-dessus du plancher du pont actuel. Cette nouvelle *poutre* pourrait être construite sans gêner la marche des trains, et, à son achèvement,

le second plancher de la nouvelle voie serait posé sur la corde supérieure de la nouvelle travée. On pense, cependant, qu'il serait préférable et plus facile de changer la pente du terrain à l'Ouest du pont.

Le viaduc en fer (planches XXXIV et XXXV) a dix *travées* de 50 pieds (15ᵐ240) chaque, deux de 100 pieds (30ᵐ48), et une de 118 pieds (35ᵐ966); une *travée* de 50 pieds (15ᵐ240) est placée entre chacune des grandes *travées*. Les *poutres* sont supportées par des colonnes en fer, les extrémités de deux *poutres* adjacentes posant sur une seule colonne. La paire de colonnes supportant les poutres opposées sont dans le même plan vertical, mais inclinées l'une vers l'autre avec une pente de $\frac{1}{8}$; elles sont unies par des poutres en fer espacées de 25 pieds (7ᵐ620) et des tiges diagonales rondes. Chaque colonne est reliée à la colonne parallèle du chevalet correspondant au moyen d'une disposition analogue de poutres et de tiges diagonales; quatre colonnes avec les attaches d'union forment ainsi la charpente d'une palée, ayant à son sommet 20 pieds (6ᵐ096) de largeur et 50 pieds (15ᵐ240) de longueur, et surmontée par une travée de pont de 50 pieds (15ᵐ240). Ces palées ont la même longueur à la base et leur largeur varie selon la hauteur de la tour. Il y a six de ces tours, que nous appellerons, pour faciliter la lecture du plan, A. B. C. D. E et F; les tours D et E sont les deux plus grandes, leur hauteur totale, de la maçonnerie aux rails, étant de 203 pieds 8 pouces (62ᵐ076) et leur largeur à la base, entre les axes des colonnes, de 69 pieds 8 pouces (21ᵐ234).

Les poutres de la superstructure sont construites selon le cahier des charges usité sur la ligne de l'Erié, pour porter un poids roulant de 3,000 livres par pied courant (4,461 kilog. par mètre courant); les poutres du plancher, elles, sont construites pour porter un poids de 5,000 livres par pied (7,436 kilog. par mètre courant), et avec une résistance calculée à raison de 10,000 livres par pouce carré (7ᵏ03 par millimètre carré).

Les tours sont construites pour supporter un poids roulant de 5,400 livres par pied courant (8,030 kilog. par mètre courant), en plus du poids supposé d'une double voie sur la superstructure; elles sont calculées également pour résister à une pression du vent, normale au pont, de 30 livres par pied carré (146ᵏ748 par mètre carré), se produisant sur toute la surface de la structure et, en même temps sur celle d'un train de fourgons, sur le sommet, et à une pression de 50 livres par pied carré (244ᵏ130 par mètre carré), se produisant sur la surface de la structure seulement. Les efforts auxquels doit résister le pont ont été calculés dans trois hypothèses : dans la *première*, le pont est chargé d'un poids maximum de 5,400 livres par pied (8,030 kilog. par mètre courant), en sus du poids d'une travée à double voie, sans pression du vent; dans la *seconde*, il est chargé

de deux trains de marchandises pesant ensemble 2,800 livres par pied (4164 kil. par mètre courant), et le vent exercé une pression de 30 livres par pied (146^{k}748 par mètre courant) normale au pont ; dans la *troisième*, le vent souffle avec une pression de 50 livres par pied carré (244^{k}130 par mètre carré) sur le pont seul avec une travée d'une seule voie. Cette dernière supposition est celle qui se rapproche le plus du cas où l'effort renverserait le pont, mais pour aucune on ne trouve un résultat négatif pour la pression sur les palées.

L'effort maximum de compression par pouce carré permis sur les colonnes est de 6,600 livres (4^{k}64 par millimètre carré), et le maximum de tension sur les diagonales, de 15,000 livres (10^{k}54 par millimètre carré) ; comme cependant ces dernières ont une fonction importante de rigidité à remplir, indépendante de la résistance aux effets du vent, on a pensé qu'il serait préférable de ne pas employer de tiges rondes de moins de 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0^{m}031) de diamètre, et c'est la dimension qui a été employée partout, excepté dans la partie supérieure des tours qui soutiennent les longues travées, les inclinaisons des bras rendant les effets sur toutes les diagonales comparativement uniformes.

Les colonnes reposent sur des piédestaux en fonte ; ceux du côté nord du pont sont assujettis à une plaque de fonte encastrée dans la maçonnerie, et ceux, placés du côté sud, reposent sur des galets, roulant perpendiculairement à la direction du pont ; les piédestaux sont unis par des barres à œils pour résister à la poussée résultant de l'inclinaison des bras et sont maintenus séparés par des poutres qui s'ajustent avec des coins, pour résister à la poussée en dedans occasionnée par le serrage des diagonales. Cette disposition, qui peut être négligée dans des structures en fer moins importantes, a été jugée, dans le cas actuel, nécessaire afin de soulager la maçonnerie, qui est vieille, de toute poussée possible, tandis que l'usage d'une poutre ajustable fournit les moyens de transmettre tous les effets de tension, résultant de l'inclinaison des bras, aux tiges horizontales, laissant les diagonales remplir seulement leurs fonctions de rigidité contre le vent et les vibrations.

Les colonnes sont divisées en portions de 25 pieds (7^{m}620). Elles sont formées de 3 fers plats et de 4 cornières, avec un treillis sur le quatrième côté, de façon que l'intérieur de la colonne soit accessible pour la peinture. Les cornières ont toutes $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ pouces (0^{m}102 $\times$ 0^{m}102 $\times$ 0^{m}012), et les plaques ont toutes une largeur de 15 pouces (0^{m}381) ; la plaque opposée au treillis est de la même épaisseur pour toute la longueur de chaque colonne, tandis que l'épaisseur des plaques latérales est variée pour répondre aux efforts croissant vers les sections inférieures. La plaque la plus mince employée est de $\frac{1}{2}$ pouce (0^{m}012) d'épaisseur, c'est la

plaque opposée au treillis des colonnes qui supporte les extrémités des deux petites travées.

Les extrémités des différentes portions sont coupées d'équerre et rabotées, et elles posent exactement l'une sur l'autre sans aucun joint d'emboîtement; à l'extrémité supérieure de chaque portion sont disposées des équerres; la partie au-dessus s'applique sur les couvre-joints et est assujettie à celle du dessous par une cheville tournée, de $1\frac{7}{8}$ de pouce ($0^{m}046$) de diamètre, traversant des trous forés avec soin; cette même cheville sert pour l'attache des tiges rondes longitudinales. Une seconde cheville perpendiculaire à celle-ci est placée à quelques centimètres au-dessous du joint et forme l'attache de la poutre transversale et des tiges; l'extrémité de la poutre est fixée entre les faces latérales de la colonne et est maintenue par la cheville; les tiges diagonales sont attachées à la cheville sur chaque côté de la colonne, elles sont partout doubles. La poutre longitudinale, qui a presque 50 pieds ($15^{m}240$) de long, est construite dans la forme d'une légère *poutre à treillis*, elle a 2 pieds ($0^{m}610$) de hauteur et 1 pied ($0^{m}305$) de largeur, ses extrémités sont d'équerre et s'appuient contre le côté de la colonne; elle est, de plus, fixée par des *écrous* aux tirants attachés aux plaques latérales, et est rendue rigide par des équerres en fer l'unissant avec les poutres transversales correspondantes, à 10 pieds ($3^{m}048$) de chaque extrémité. Les longueurs des poutres transversales varient de 20 pieds ($6^{m}096$), au sommet de la tour à 64 pieds ($19^{m}507$) au point le plus bas dans les tours principales; les trois poutres transversales inférieures sont faites en deux parties, réunies par des plaques et supportées par un léger bras central; les première et seconde poutres sont en outre rendues rigides par une poutre longitudinale intermédiaire et un système de tiges diagonales horizontales. Les colonnes en fer sont surmontées par des chapiteaux en fonte. (Pour les détails, voir la planche XXXV.)

Les tours ont été élevées sans échafaudage autre que celui indispensable pour la chaîne des matériaux de chaque section successive. Avant de commencer à élever une tour, un plancher, composé de longues poutres, allant d'un pilier à l'autre, et de madriers, était construit au bas de la tour; sur ce plancher, on élevait une charpente de 30 pieds ($9^{m}144$), composée de deux montants, un de chaque côté de la tour; chaque montant consistait simplement en deux bras séparés de 48 pieds ($14^{m}630$) surmontés d'un chapeau de 55 pieds ($16^{m}764$) de long, entouré de petites planches. Ces montants furent maintenus droits par de longs bras inclinés, allant presque du plancher à leur extrémité. Des gradins furent suspendus par des tiges aux extrémités en porte à faux des chapeaux, et les portions inférieures des colonnes furent élevées par

une locomobile et mises en position; les poutres transversales et longitudinales furent alors placées, ainsi que les tiges diagonales; les tiges longitudinales furent temporairement attachées par un crochet et une barre à œil à la même cheville que les tiges transversales. Une chèvre de 55 pieds ($16^{m}764$) fut alors attachée à chaque colonne, et elle servit au transfert du plancher et de la charpente jusqu'au sommet de la dernière section terminée de la tour. La même opération fut répétée avec la seconde hauteur de colonnes, qui fut placée sur la portion inférieure et assujettie par des chevilles; cela fait, les tiges longitudinales furent détachées de leurs attaches temporaires et fixées à leurs attaches définitives. Quand la seconde section de la tour fut complétée, la charpente servit à élever les chèvres, qui furent encore attachées contre les colonnes et appuyées sur les poutres longitudinales. Le plancher et la charpente furent élevés de nouveau, et ce procédé fut répété jusqu'à ce que la tour eût atteint toute sa hauteur. La tour D, la dernière qui fut érigée, pesant 277,000 livres (125,645 kilog.), fut entièrement terminée en 11 jours, un seul jour ayant été d'abord employé à l'établissement de l'échafaudage pour la première section.

Les travées de 50 pieds ($15^{m}242$) sont d'un dessin fort simple et n'offrirent pas de difficultés particulières de montage, puisque de simples poutrelles de bois étaient assez longues pour atteindre d'un portant à l'autre. Les travées plus longues réclamèrent plus d'échafaudage. Dans ce but, quatre poutres Pratt furent construites, leurs cordes supérieures furent faites de quatre pièces de pin de 4×10 pouces ($0^{m}102 \times 0^{m}254$), attachées par paires et séparées d'environ 4 pieds ($1^{m}219$) d'axe en axe; la corde inférieure était de barres à œils parallèles droites; la forme de la corde supérieure rendit la poutre rigide sans le secours de bras latéraux. Ces poutres furent assemblées sur le sol et élevées au moyen de poulies jusqu'à la base de la section supérieure des tours où elles furent placées, reposant sur les poutres transversales; deux étaient employées pour chaque travée. On éleva alors sur elles un échafaudage convenable, et la poutre permanente fut mise en place; les matériaux étaient apportés de l'extrémité du pont. La première longue travée complétée fut celle de 118 pieds ($35^{m}966$) de longueur, entre les tours E et F, la travée Est de 100 pieds ($30^{m}480$) progressait dans le même temps. Les poutres temporaires furent alors descendues dans l'abîme, démontées, transportées, puis assemblées à nouveau et employées pour édifier la travée du milieu, entre les tours D et E, qui compléta le pont.

Les poutres sont sur le modèle Pratt, sans autres particularités, si ce n'est qu'elles sont très-étroites; la corde supérieure a la forme d'un double T, elle est formée d'une âme et de quatre cornières. Des poutres transversales sont attachées à de courtes chevilles verticales qui traversent des fourches s'ajustant sur les

chevilles de la poutre; ces fourches sont percées de deux trous, dont un seul est employé maintenant; les poutres sont séparées de 19 pieds 10 pouces (6^m045); quand une seconde voie sera posée, on se propose de rapprocher d'axe en axe de 8 pouces (0^m203) l'une de l'autre les poutres, en faisant la jonction transversale dans l'autre ligne de trous de chevilles, et d'élever une autre poutre extérieurement à chacune des poutres existantes. Pour donner une rigidité additionnelle à une poutre aussi étroite, on emploie une double garniture de poutres transversales s'attachant au milieu des panneaux aussi avec des chevilles. Une des extrémités de chaque grande travée est boulonnée au chapiteau en fer de la colonne, et l'autre est placée sur des galets, mais réunie avec la poutre suivante par des brides en fer passant sur les chevilles d'extrémité de chaque travée, et permettant seulement le jeu nécessaire pour la dilatation sur les poutres. Les courtes travées sont boulonnées sur les chapiteaux aux deux extrémités; les autres sont disposées de la même manière que dans les longues travées ordinaires. Les chevilles des extrémités des travées de 50 pieds (15^m240) sont placées à 6 pouces (0^m152) du centre des colonnes, et celles des grandes travées à 3 pouces (0^m076) seulement, de sorte que sous une charge uniforme la résultante du poids est dans l'axe du centre de la palée.

Les plans de ce viaduc ont été préparés dans la hâte d'une nécessité pressante, et devaient être conformes, jusqu'à un certain point, au plan de la structure en bois du pont détruit. S'il n'y avait pas eu de maçonnerie déjà prête, on aurait préféré placer les deux socles en pierre de chaque tour à 25 (7^m620) ou 30 pieds (9^m144) seulement l'un de l'autre, on aurait ainsi évité la longueur inusitée des poutres longitudinales. Le principe fondamental du plan peut être considéré comme la caractéristique de toute construction américaine de ponts, et comme point de comparaison entre les travaux de ce genre des ingénieurs américains et des ingénieurs européens; la concentration des matériaux dans le plus petit nombre possible de pièces est un principe dont les avantages sont considérés comme étant même plus grands dans les viaducs larges et élevés de la classe du pont de Portage, que dans la construction de poutres de longues travées auxquelles il a été si généralement appliqué et avec tant de succès. Dans les palées du nouveau pont de Portage, le système des palées se résume absolument en 4 colonnes solides, une à chaque coin, la masse de ces colonnes donnant une plus grande rigidité qu'on ne pourrait l'obtenir de la même quantité de matériaux distribuée entre plusieurs membres plus petits, et en même temps offrant un minimum de surface au vent. L'objection apparente de la concentration d'un poids considérable sur un seul point est moins grave qu'il ne paraît tout d'abord; la plus grande pression que supportera la base d'une colonne quelconque du

pont de Portage, lorsqu'il sera complété et formera une construction à double voie, sera de 357,500 livres (162,160 kilog.), pression qui, distribuée sur la base du piédestal en pierre de 4 pieds carrés ($37^{dmq}16$), se montera à 155 livres par pouce carré ($10^{k}89$ par ^{cmq}), pression bien moindre que celle exercée sur les piles de bien des ponts à poutres pleines. L'épaisseur minima des piliers de Portage au-dessous de la corniche est de 10 pieds ($3^{m}048$), ce qui permet une distribution égale d'effets sur la maçonnerie dans toutes directions ; la pression imposée par le poids sur une surface de 10 pieds carrés ($92^{dmq}90$) est seulement de 24,8 livres par pouce carré ($1^{k}743$ par ^{cmq}). Avec des grandes hauteurs, cependant, l'inclinaison latérale des colonnes nécessite l'usage de très-longues poutres transversales dans les sections inférieures des tours, ce qui est un tort et exige à Portage des bras intermédiaires verticaux et des tiges latérales pour leur donner de la rigidité, quand la dilatation ou la contraction du fer devient très-considérable. Ces difficultés seraient évitées en construisant les tours dans la forme ci-dessous, fig. (5), les parties inférieures étant formées de deux tours indé-

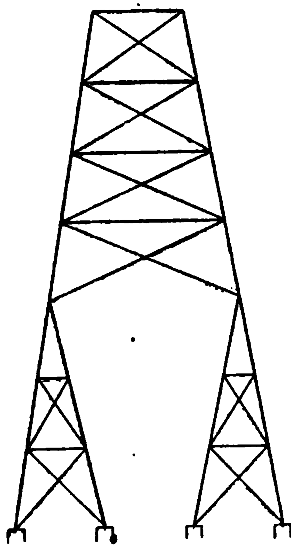


Fig. (5).

pendantes, dont les colonnes sont réunies au sommet et qui auront un maximum de rigidité dans le sens latéral avec un minimum d'attaches diagonales ; ces

deux tours pourraient être placées de même sur trois tours inférieures et de cette manière on pourrait ériger une tour d'une hauteur indéfinie sans l'emploi d'un seul grand membre de compression.

Le plancher du nouveau pont de Portage est en bois et doit donner à la voie une résistance élastique qui soulagera le fer des chocs des poids appliqués soudainement. Il est formé d'une charpente de poutrelles en chêne de 8 × 14 pouces, (0m203 × 0m356) sur 22 pieds (6m705) de longueur, placées séparément à 10 pouces (0m255) seulement les unes des autres et reposant sur les cordes des poutres. Deux rubans de sapin, de 9 × 9 pouces (0m229 × 0m229), à 8 pouces (0m203) des rails, sont placés à 10 pieds (3m048) l'un de l'autre, boulonnés avec des boulons d'un pouce (0m025) à chaque pièce du plancher; ils servent à distribuer le poids appliqué sur chaque poutrelle, sur celles qui l'avoisinent, fig. (6), planche XXXIV. Les rails sont posés directement sur les poutrelles en chêne. Un trottoir de planches légères est posé extérieurement à chaque ruban, et une rampe en bois fort solide complète la structure. Pendant le passage d'un train, l'observateur sent un léger tremblement, dû à l'élasticité des poutrelles du plancher, mais sur les palées on ne ressent qu'une très-faible vibration.

La partie supérieure des piliers de la rivière s'était très-fendillée sous l'action du feu, et les lits de pierres inférieures s'étaient brisés sous les actions combinées de la gelée et de l'eau, la qualité de la pierre employée laissant à désirer. En construisant les piédestaux, les pierres fendillées de la partie supérieure furent enlevées et on assura une bonne assise. Pour protéger la maçonnerie, la surface entière supérieure des piliers fut couverte d'un lit de béton Coignet, et les lits inférieurs des piliers, qui reposent sur le fond en roc de la rivière, furent renfermés dans des caissons de poutres de chêne sciées, placées à 18 pouces (0m457) de la pierre, et dans l'espace compris entre celle-ci et les poutres on coula du béton bien tassé.

Le poids total de fer dans le pont est de 1,310,000 livres (594,210 kilog.), divisé comme suit.

Tour A	43.860 livres	(19.884 kilog.)
— B	57.867 —	(26.248 —)
— C	185.048 —	(83.936 —)
— D	277.890 —	(125.595 —)
— E	284.486 —	(129.040 —)
— F	48.399 —	(21.952 —)
Poids total pour les tours	897.550 livres	(406.655 kilog.)

10 travées, de 50 pieds (15m240) chaque.................	197.420 livres	(89.548 kilog.)
2 travées, de 100 pieds (30m480) chaque...............	128.910 —	(58.472 —)
1 — 118 — ..	86.120 —	(36.063 —)
Poids total pour la superstructure.	412.450 livres	(184.023 kilog.)

Ces deux totaux forment donc 1.310.000 livres (590.678 kilog.).

L'emploi du bois dans la construction du plancher, des trottoirs et des rampes a nécessité 112,318 pieds (3,180 mètres cubes) de chêne et 18,300 pieds (518 mètres cubes) de pin; 27,987 livres (12,694 kilog.) de fer furent employées en boulons, etc., les boulons les plus lourds étant ceux pris des ruines du vieux pont.

Le coût total du travail en fer s'éleva à 87,973 dollars (439,865 fr.). Ce prix fut celui pour la structure complète érigée, mais ne comprenant ni le transport des matériaux manufacturés, ni la peinture après l'érection. Le plancher de chêne, avec la rampe et les trottoirs, coûtèrent ensemble 6,200 dollars (31,000 fr.), et la peinture (une couche seulement) 1,200 dollars (6,000 fr.); de sorte que le prix de l'entière construction au-dessus de la maçonnerie ne dépassa pas 95,000 dollars (475,000 fr.), c'est un exemple frappant du bon marché des constructions métalliques et de l'économie des structures américaines.

La première construction en bois avait été commencée le 1er juillet 1851 et terminée le 14 août 1852; elle contenait 1,602,000 pieds (45,371 mètres cubes) de bois et 108,862 livres (49,378 kilog.) de fer; dans les fondations on avait employé 9,200 yards cubiques (7,033 mètres cubes) de maçonnerie. Le prix s'en était élevé à 140,000 dollars (700,000 fr.).

Nous donnons, planche XXXV bis, une vue perspective de cette construction hardie, qui permet d'apprécier toute son élégance.



PONT A BOWSTRING DE LANSDOWNE DANS LE PARC DE L'EXPOSITION DE PHILADELPHIE.

On rencontre encore (planche XXXVI) dans l'enceinte du parc de Fairmount un autre pont jeté sur la vallée ; il a été construit d'après les projets de l'ingénieur King, de Cleveland, Ohio : sa longueur est de 208 pieds (63^m39); il comporte deux travées de 104 pieds (31^m69) chaque ; la chaussée a 18 pieds (5^m48) de largeur, et chacun des trottoirs en a 6 (1^m82); le nombre des panneaux dans chaque travée est de 10 ; la flèche est égale au $\frac{1}{8}$ de la longueur de la travée.

L'arc du « bowstring » est un caisson composé de deux fers à U de 7 pouces (0^m178) et deux plates-bandes latérales ayant 9 pouces (0^m229) sur $\frac{7}{16}$ de pouce (0^m011) au milieu des arcs, et 10 pouces (0^m254) sur $\frac{7}{16}$ de pouce (0^m011) aux extrémités. Les fers à U et les lames latérales sont solidement rivées ensemble avec des rivets de $\frac{5}{8}$ de pouce (0^m015) distants de 6 pouces (0^m152) entre leurs centres; ces rivets sont placés à chaud. Un troisième fer à U intérieur s'étend jusqu'à 20 pieds (6^m096), à partir de l'extrémité des arcs du bowstring. Les extrémités des arcs sont munies de sabots en fonte reposant sur les culées ; ces sabots ont une assise plate, et sont reliés par des barres terminées par des parties filetées, qui sont retenues par des écrous sur le talon du sabot. Les extrémités de l'arc sont coupées en bizeau, de façon à s'appuyer sur l'assise du sabot.

Les cordes inférieures se composent de deux barres plates de 3 pouces (0^m076) sur 1 pouce $\frac{7}{8}$ (0^m048). Les assemblages des portions de la corde inférieure sont faits de la façon suivante : une des barres reste plate, et l'autre est terminée par

une fourche, dont les deux branches ont la même section que la barre elle-même. La première barre pénètre dans la fourche de la seconde, et les trois épaisseurs sont traversées par une cheville. Les chevilles des cordes sont tournées, et ont seulement $\frac{1}{64}$ de pouce (0^m0004) en moins que le diamètre des trous qui les reçoivent.

Les bras H et K, fig. (1), sont formés d'un seul fer en croix de $2\frac{1}{2}$ pouces carrés de section (16 cent. carrés, 12); les bras C sont formés de deux fers en croix, de $2\frac{1}{2}$ pouces carrés (16 cent. carrés 12), réunis par un treillis; les bras D par un seul fer en croix de 3 pouces carrés (19 cent. carrés 35), le bras du milieu A par deux fers en croix de 3 pouces carrés (19 cent. carrés 35), réunis par un treillis de 2 pouces (0^m051), sur $\frac{1}{4}$ pouce (0^m006). Les extrémités supérieures des montants ou bras traversent les âmes des fers à U de la corde supérieure et se terminent par des écrous.

Les bras à leur extrémité inférieure et les cordes inférieures s'assemblent aux poutres du plancher d'une façon analogue. Selon que le montant est double ou simple, il passe au dehors ou entre les deux barres de la corde inférieure. Chaque fer en croix des bras se termine par une partie filetée. Quant aux barres de la corde inférieure, elles sont réunies par un harpon, traversé en son milieu par une tige portant aussi un pas de vis. Des plaques de fer, quatre fois coudées de manière à former un renflement, sont fixées au flanc de la poutre du plancher.

Les parties filetées des montants et la tige filetée du harpon traversent ces renflements et y sont serrés par des écrous. On peut ainsi ajuster les assemblages à volonté, et on évite de percer les poutres du plancher ou les cordes inférieures.

La diagonale du premier panneau, en partant de l'extrémité, est un fer rond de $1\frac{1}{4}$ pouce, (0^m031). Dans les autres panneaux, il y en a deux qui se croisent. Ce sont toutes des fers ronds. Leurs diamètres sont pour les panneaux successifs $\frac{3}{4}$ pouce (0^m018), $\frac{7}{8}$ pouce (0^m022) 1 pouce (0^m025), et $1\frac{1}{8}$ pouce (0^m028). L'extrémité des diagonales passe obliquement au travers de l'arc; elles sont terminées par un écrou qui permet de les ajuster. Les têtes des écrous des bras et des diagonales à leurs extrémités supérieures sont hexagonales. Pour donner à la construction de la rigidité, chaque panneau, sous la voie, est contreventé par des tirants en croix de 1 pouce (0^m025) de diamètre dans les panneaux des extrémités, et de $\frac{7}{8}$ de pouce (0^m022), dans les autres; ils s'attachent aux poutres du plancher, fig. (7).

Les arcs du bowstring sont unis entre eux au moyen de petites poutres en treillis, comme on le voit dans la fig. (5), mais seulement à l'endroit des trois montants du centre.

Le plancher est en bois et placé sur des solives également en bois. A droite et

à gauche de la chaussée, sont deux longrines qui maintiennent les roues des voitures à une certaine distance des poutres, afin qu'elles ne viennent pas heurter les bras.

Les poutres du plancher en double T, formées de fers plats et cornières, se prolongent au delà des cordes pour soutenir les trottoirs ; elles ont 12 pouces (0m305) de hauteur.

Une rampe élégante à treillis court de chaque côté du pont, protégeant les piétons du côté de l'eau. Ce pont en lui-même n'offre pas de particularité remarquable, mais il est gracieux et d'un joli aspect.



PONT ROUTIER A « BOWSTRING » SUR LE CANAL DE L'ÉRIÉ A BUFFALO

C'est un pont du système Bowstring d'une longueur de 72 pieds (21m945), planche XXXVII. On en rencontre un grand nombre de ce même type tout le long du canal et, entre autres, trois conduisant à la petite île des Trois-Sœurs, en aval de la chute du Niagara.

L'arc formant la corde supérieure se compose de neuf pièces en fonte allant en décroissant vers le centre, comme le montre la fig. (2). L'arc ainsi composé a à ses extrémités une largeur de 2 pieds 4 pouces (0m711) et à la couronne 10 pouces (0m254) seulement.

Cette disposition présente des avantages consistant à prévenir l'oscillation latérale ; ces pièces ne sont pas boulonnées entre elles, mais simplement assemblées les unes aux autres par un tenon et une mortaise.

La corde inférieure est formée de maillons de chaînes de la longueur d'un panneau, soit 8 pieds (2m438). Ces maillons sont réunis par des espèces de chevilles en fonte, comme le montrent les fig. (4 et 5). Ces chevilles sont traversées par une barre en fer unissant la corde inférieure à la corde supérieure ; aux deux extrémités cette corde inférieure s'unit à l'arc supérieur au moyen de deux chevilles traversant le pied de l'arc, fig. (11).

Dans chaque panneau, deux barres A et B en croix sont attachées à la corde supérieure C. à l'extrémité du montant, fig. (6), au moyen de deux œils et traversent

à la corde inférieure, fig. (8), la cheville qui unit les maillons de la chaîne; elles sont terminées par un boulon permettant de les régler.

Le plancher est placé sur des poutres H H, fig. (1), traversées par les tiges K K des panneaux et sur des solives longitudinales en bois rattachées aux poutres par des étriers en fer, fig. (12 et 13).

A droite et à gauche de la voie qui a 18 pieds 4 pouces (5^{m}588) de largeur, est placé un trottoir d'une largeur de 6 pieds (2^{m}794) et un garde-corps en bois, fig. (10).

Le pont s'appuie à ses extrémités sur des galets en fer posant sur une plaque de fonte placée sur la maçonnerie.

Ce pont est d'une grande solidité, élégant et d'un montage très-facile. Il est remarquable dans toutes ses parties et est aujourd'hui très-répandu.

Cependant il est bon de faire une réserve. — Ces ponts sont excellents comme ponts routiers; mais lorsqu'ils donnent passage à une voie ferrée, on remarque à chaque train que, sous le poids de la tête du train, les extrémités semblent céder et s'infléchissent d'une manière très-sensible pour l'observateur. Cette flexion est cause que l'on emploie rarement ce système de pont pour les voies ferrées.



PONT A BOWSTRING SUR LE CANAL DE L'ÉRIÉ A ALBANY

La longueur de ce pont est de 80 pieds (24^m38); il a deux voies routières de 15 pieds (4^m57) chacune et deux trottoirs latéraux de 6 pieds (1^m82). Planche XXXVIII.

Les arcs du bowstring sont au nombre de trois et sont formés de colonnes en fonte de 10 pieds 6 pouces (3^m20) de longueur s'emboîtant dans un manchon en fonte, comme on le voit, fig. (9), à l'extrémité de chaque panneau; à la couronne les arcs ont 9 pieds (2^m743) de hauteur. Les panneaux sont au nombre de 7. Le manchon est traversé par une barre en fer qui va en se bifurquant s'attacher aux poutres du plancher, fig. (9 bis.)

La corde inférieure est formée de deux barres en fer, pour chaque maîtresse poutre, de 1 $\frac{3}{4}$ pouce de diamètre (0^m043), unies aux poutres du plancher avec des crochets, fig. (8). Les barres formant les cordes inférieures ne sont pas d'une seule pièce. Elles sont formées de deux portions égales à la moitié de la longueur du pont et assemblées au milieu par un tendeur qui sert à les régler. A l'extrémité de l'arc du bowstring, elles sont filetées et retenues par un écrou dans un sabot en fonte, fig. (1).

Dans chaque panneau, à l'exception des deux extrêmes où la diagonale A vient se fixer, en traversant la première poutre du plancher, au sabot maintenant l'extrémité de l'arc, des diagonales sont retenues par des écrous dans un anneau plat, où elles aboutissent de façon à les tendre; à la partie supérieure elles sont unies au moyen d'un œil qui traverse les montants après la bifurcation, comme l'indiquent les

fig. (9 et 9 bis), à la partie inférieure elles traversent les poutres du plancher où elles reposent sur un petit coussinet en fonte, qui règle leur inclinaison, fig. (8).

Les voies sont posées sur des solives en bois, unies aux poutres du plancher par des étriers en fer, fig. (10). Au-dessous du plancher et des trottoirs se croisent des barres en fer terminées par des œils traversés par des boulons qui les fixent à la partie inférieure des poutres du plancher, fig. (8). Elles servent à maintenir la rigidité et forment les seuls contreventements de la poutre.

De chaque côté les trottoirs sont munis de garde-corps et, dans ses dispositions générales, ce pont présente un aspect très-élégant.



PONT DE QUINCY, SUR LE MISSISSIPI (ILLINOIS)

La difficulté principale qui se rencontre lors de l'étude de ce pont (planche XXXIX), venait de la nature sablonneuse du lit du fleuve, surtout à cause de la travée tournante.

A Quincy, le fleuve a une longueur de 2,500 (761^{m}99) à 3,000 pieds (914^{m}38). La différence de niveau entre les hautes eaux et les basses eaux est de 20 pieds (6^{m}096). La pente par mille (1,609 mètres) est de 5 pouces (0^{m}127) et le courant dans les conditions ordinaires a une vitesse d'environ 3 milles (4,828 mètres) à l'heure pendant les basses eaux, et de 4 à 4 $\frac{1}{2}$ milles (6,437 à 7,241 mètres) pendant les hautes eaux.

Le débit varie de 47,000 pieds cubiques (1,330^{m}820 cubes) par seconde pendant les basses eaux jusqu'à 467,000 (13,223 mètres cubes). Ce chiffre a été atteint en 1851, à l'époque de l'inondation. Mais ces conditions anormales de débordement ne durent guère plus de six semaines chaque année, du milieu de mai jusqu'à la fin de juin, le plus souvent. Mais, dès que la rivière est rentrée dans son lit et que le niveau est descendu de 10 pieds (3^{m}048) au-dessous de sa hauteur maxima, le fleuve a atteint sa largeur normale de 2,000 (609^{m}59) à 3,000 pieds (914^{m}38) et les rives en sont bien définies. Pendant les basses eaux, la profondeur de la rivière varie de 5 (1^{m}524) à 20 pieds (6^{m}096) et son aspect est celui d'une quantité de mares plus ou moins profondes, séparées les unes des autres par des amas de sables mouvants qui sont enlevés et déplacés fréquemment avec le flux et le reflux.

Le cahier des charges contenait les clauses suivantes : les travées fixes seront construites en fer et fonte ; la travée tournante, en fer seulement.

La limite de résistance à la rupture devait être de 50,000 livres par pouce carré (35^k15 par millimètre carré) pour le fer en barres brutes de forge, et de 80,000 livres par pouce carré (56 kilog. par millimètre carré) pour le fer transformé en tiges, anneaux, plaques, etc.

Le poids roulant maximum est de 2,500 livres par pied courant (3,717 kilog. par mètre courant). Avec le poids du pont, ce poids roulant ne devra pas produire une tension supérieure à 10,000 livres par pouce carré (7^k03 par millimètre carré) sur les tiges et les cordes inférieures, à 7,500 livres (5^k27 par millimètre carré) sur les chevilles. Sur les cordes supérieures ou les bras, le coefficient de sécurité pour les efforts de compression ne doit pas être moindre que 5.

Tous les joints devront être rabotés ou tournés, et les trous alésés.

La tolérance pour les longueurs de pièces de fer ne sera pas plus de $\frac{1}{32}$ de pouce (0^m0008) et de $\frac{1}{100}$ de pouce (0^m00025) dans le diamètre des chevilles ou de leurs coussinets.

La flèche produite par la charge d'épreuve devra disparaître avec cette charge et le pont reprendre sa courbe primitive.

La forme quadrangulaire fut définitivement adoptée et il fut décidé que les joints chevillés, en raison de leur durée, de leur économie, de la commodité et de la promptitude d'exécution, seraient employés.

Le contrat fut signé avec la Cie des Ponts de Détroit dont les plans furent acceptés après une longue étude et des discussions fort vives.

Le pont traverse les deux bras du Mississipi ; il a été livré à la circulation en 1868. Sur le grand bras, fig (2), d'une longueur de 632 pieds (192^m65), il est décomposé en 18 travées, du système Linville, dont les portées varient de 157 pieds (47^m88) à 250 pieds (76^m19). Une de ces travées est à pivot tournant, le tablier de cette travée tournante a une longueur de 360 pieds (109^m80), et la table tournante a un diamètre de 30 pieds (9^m15). Sur le petit bras, fig. (1), le pont a une longueur de 525 pieds (160^m12) ; il se compose de six travées, du système Bollman, dont la portée varie de 82 pieds 6 pouces (25^m16) à 85 pieds 6 pouces (28^m97). Ce bras contient aussi une travée tournante. La travée du système Linville, dont nous donnons ici la description, a 250 pieds (76^m19) de longueur ; elle ne comporte qu'une voie dans sa largeur de 14 pieds (4^m26), et sa hauteur est de 26 pieds (7^m92). Le poids du pont et de la charge roulante a été calculé à raison de 3,960 livres par pied courant (5,889 kilog. par mètre courant), et le coefficient de sécurité est de 6.

La fig. (3) est une élévation partielle où se trouvent indiqués les assemblages

des deux cordes supérieure et inférieure avec les montants inclinés et le mode d'attache de la tige suspendant en son milieu le premier panneau de la corde inférieure, et celui du premier montant à la même corde.

La corde supérieure est en fonte, sa forme extérieure est octogonale, mais elle est circulaire à l'intérieur, et l'épaisseur varie selon la valeur de l'effort de compression.

La corde inférieure est formée de chaînons réunis par des chevilles, fig. (3 et 4).

Les montants sont formés de colonnes Phœnix en fer, composées de six segments renforcés par des plaques, auxquels ils sont rivés sur les rebords de jonction.

Ces montants sont soutenus sur des socles en fonte. Ses tiges sont des barres carrées, les contre-tiges, des barres rondes.

La voie est suspendue aux chevilles d'union des cordes inférieures; les poutres qui la soutiennent sont deux fers à double T, reposant sur un coussinet en fonte traversé par deux pièces à œils fixées à la cheville d'union des cordes.

Le contreventement est fait par des barres rondes fixées au sabot en fonte à l'extrémité des bras.

La travée s'appuie à chaque extrémité sur cinq rouleaux en fer réunis sur un même axe qui les traverse.

Deux hommes suffisent, par un temps calme, pour manœuvrer la travée tournante.

L'exécution de ce pont fut on ne peut plus satisfaisante dans tous les détails.

Le pont proprement dit, d'une longueur de 3,250 pieds (990^{m}540), a coûté 1,150,625 dollars (5,753,125 fr.), soit une moyenne de 354 dollars (1,770 fr.) par pied courant. Le prix de la superstructure seule, y compris la machine à vapeur de la travée tournante, s'est élevé à 475,000 dollars (2,375,000 francs).

Les quantités de matériaux entrant dans la construction sont les suivantes:

2,200 tonnes de métal;

11,000 yards (8,400 mètres cubes) de maçonnerie, pierre, ciment, etc;

3,300 pieux en chêne.

On a encore employé des quantités considérables de bois. Tous les matériaux furent fournis dans l'espace de 22 mois.

NOUVELLE FERMETURE DE PONT TOURNANT, PAR MM. CLARKE, REEVES ET C°.

Nous donnons ici la description de cet appareil, que MM. Clarke, Reeves et C° ont faite dans leur brevet relatif aux ponts à pivots ; on y trouvera toutes les indications qui ont trait à ce genre de construction, et l'on jugera mieux de l'importance des modifications ou des perfectionnements apportés par ces habiles constructeurs à l'ancien système. Voici donc les termes mêmes de ce brevet pris sous le titre :

Perfectionnements dans les ponts à pivot.

Notre invention est relative à certains perfectionnements dans les ponts à pivot, trop complètement expliqués ci-après pour exiger une description préliminaire ; ces perfectionnements ont pour objet, d'abord, le prompt retrait des coins du pont, quand il doit pivoter, et leur prompt replacement quand la position du pont l'exige ; secondement, le centrage automatique du pont, de façon que l'opération manuelle d'ajustage, exigée pour que les rails du pont-tournant coïncident exactement avec ceux de la voie fixe, devient inutile.

Dans la planche XL, la figure (2) est une demi-élévation transversale de l'extrémité d'un pont à pivot ; la fig. (1) une élévation latérale à l'extrémité du pont ; la fig. (3), le plan de la fig. (2), et la fig. (4), une vue perspective, montrant un détail important de notre invention.

A et A' sont deux poutres transversales sur toute la largeur du pont; ces poutres avec d'autres poutres transversales, composées de la même façon, supportant les poutres longitudinales B, sur lesquelles posent les traverses D, qui reçoivent les rails *aa*. Les poutres transversales A sont fixées aux poutres de la corde inférieure par les attaches boulonnées *e*, cette corde inférieure faisant partie des deux maîtresses poutres du pont à pivot; F représente un bout de l'un des montants inclinés extrêmes. A la poutre transversale A sont suspendus, par une cheville *f*, des anneaux *i*, et à ceux-ci, par une cheville *j*, d'autres anneaux semblables *m*; sur une cheville passant au travers de ces anneaux *m*, sont calés deux rouleaux *pp*, qui sont guidés verticalement par des tasseaux *qq*, fixés au-dessous des poutres A. Les deux séries d'anneaux, *m* et *i*, comme on le verra par la suite, forment un joint articulé avec la cheville centrale *j*, sur laquelle deux tiges GG sont rapportées, les autres extrémités de ces tiges étant chevillées aux extrémités inférieures de bras H, suspendus aux poutres transversales AA, et ces bras sont unis par une tige I à un noyau J, qui est adapté entre deux glissières verticales disposées entre les deux poutres AA; ladite noix est également unie par un système identique aux anneaux du joint articulé disposé à l'extrémité opposée du pont, qu'on ne voit pas dans le dessin. Le mouvement de la noix J est réglé par une vis verticale qui peut tourner aisément sans prendre de mouvement vertical, car elle est butée dans les portées *h* fixées aux poutres AA. Cette vis peut être mise en action par un mécanisme quelconque, mais nous préférons la faire agir d'un point central sur le pont à pivot, et relier les vis à cette commande centrale, au moyen d'un arbre de transmission horizontal s'étendant le long du pont sous les traverses, une des extrémités de cet arbre étant engrenée par des roues d'angle à la vis K à une extrémité du pont, et l'extrémité opposée à une vis semblable, à l'autre bout du pont, de façon que les anneaux du joint articulé aux quatre coins du pont puissent être mis en action simultanément. Les abouts des rails *aa*, à chaque extrémité du pont, peuvent être élevés ou abaissés par le même mécanisme qui fait agir les joints articulés. Ainsi les rails *aa*, dans la fig. (2), sont unis par des tiges *yy* aux tiges II, et ces rails sont reçus sur des coussinets *dd*, qui sont fixés à la voie fixe, et qui reçoivent les extrémités des rails fixes *bb* de la voie, ces coussinets assurant ainsi la coïncidence des rails du pont à pivot avec ceux de la voie fixe.

Ainsi qu'on le voit dans le dessin, si le pont est supposé fermé, et libre pour le passage des trains, les galets *p* à l'extrémité inférieure des anneaux du joint à genou à chaque coin du pont portent dans le creux de la surface d'une semelle à double pente *t*, fixée sur la culée ou sur la pile, et les chevilles des anneaux du joint articulé sont sur la même ligne verticale; les anneaux procurent alors un point d'appui solide au pont à chacun de ses quatre coins. Quand il est nécessaire de

faire pivoter le pont, la vis K, à chaque extrémité du pont, est tournée de façon à élever les noix J. Cette action tire évidemment les tiges G et I dans la direction des flèches, et par suite agit sur les anneaux du joint articulé, de façon à élever les galets *pp* entre leurs guides, et ceci est continué pendant que le pont est d'abord abaissé pour porter sur son pivot central seulement, et ensuite jusqu'à ce que les galets soient arrivés au-dessus du niveau supérieur de leurs semelles. Pendant ce mouvement des anneaux du joint à genou, les extrémités extérieures des rails, en raison de leurs liaisons avec les tiges II, ont été enlevées des coussinets *dd*, comme on le voit dans la fig. (4), et conséquemment le pont peut être librement tourné sur son pivot. En replaçant le pont dans sa première position, on le tourne jusqu'à ce que les galets *pp* des anneaux du joint à genou soient au-dessus de la cavité de la plaque *t*. Il est très rare, cependant, que le pont puisse être arrêté dans son mouvement au point précis où lesdits galets sont exactement au-dessus du centre de ladite cavité; mais aussitôt que les vis K sont mises en action pour actionner les anneaux du joint articulé, et que les rouleaux *p* commencent à porter sur les plaques *t*, la pression sur les galets les forcera à descendre dans les cavités des plaques, et par suite, comme l'effort sur les joints à génou est continué, le pont sera déplacé légèrement, jusqu'à ce que les galets soient arrivés à la partie la plus déprimée des cavités dans les plaques. Pour cela, l'effort sur les anneaux du joint à genou est prolongé jusqu'à ce que les chevilles soient dans la même ligne verticale, comme le montre la fig. (2). Pendant que le pont s'est ajusté dans la manière décrite durant toute la durée de l'effort sur le joint articulé, les rails *aa* sur le pont se sont abaissés jusqu'à ce qu'ils reposent et soient maintenus latéralement dans les sabots *dd* de la voie permanente. On comprendra, par conséquent, qu'en établissant une liaison entre ces rails *aa* et le mécanisme qui fait agir les joints à genou, lesdits rails sont élevés hors de l'assise, en même temps que la liberté est rendue au pont par ses coins de calage, et quant les joints à genou deviennent coins de calage, les rails sont abaissés dans les coussinets, et que leur coïncidence avec les rails de la voie permanente est par suite assurée. Les accidents qui se sont souvent produits par suite de la non-coïncidence des rails d'un pont à pivot avec ceux de la voie permanente sont ainsi prévenus.

Les calages à joints articulés aux quatre coins du pont ont cet important avantage, qu'ils peuvent être mis en action avec, comparativement, très peu d'effort, soit au moyen du mécanisme décrit, soit par tout autre moyen équivalent.

Bien que nous ayons montré et décrit un pont à pivot construit de la manière que nous croyons la mieux appropriée, il va sans dire que nos perfectionnements sont applicables à tout pont à pivot. Une modification au mode d'opérer du mécanisme peut être nécessaire dans un pont construit d'une façon différente de celle

que nous avons décrite, mais ses caractères principaux restent ; ces particularités sont les anneaux du joint à genou formant les coins de calage en même temps que les supports qui peuvent être aisément retirés, et les plaques *t*, qui rendent le pont automatiquement centré.

Nous réclamons comme notre invention :

1° L'installation dans un pont à pivot, comme nous l'avons décrit, de « supports-joints à genou » et du mécanisme décrit, ou d'un équivalent, pour faire agir lesdits joints.

2° Dans le cas d'un pont à pivot ayant des anneaux mobiles comme supports, nous réclamons les plaques *t* construites, substantiellement comme nous les avons décrites, de façon à réaliser le centrage automatique du pont.



VIADUC DE CUMBERLAND

Ce viaduc est du type de ceux qui ont été construits par la compagnie américaine de Chicago pour la compagnie des chemins de fer du Cincinnati-Southern. Ces viaducs ont une hauteur variant entre 20 (6^m09) et 90 pieds (27^m43).

Les points d'appui sont distants de 30 pieds (9^m14). Ils sont tous faits pour une seule voie ferrée. Les cordes supérieures sont écartées de 10 pieds (3^m05), et les piliers qui supportent les travées ont une pente de $\frac{1}{8}$.

Le viaduc du Cumberland est donné dans son ensemble et dans ses détails sur la planche XLI. La hauteur maxima est de 90 pieds (27^m43). Les abords supportés par des piles métalliques sont en courbe, fig. (2), et les travées proprement dites sur la rivière de Cumberland sont en ligne droite.

Ces travées sont en poutres Linville, fig. (1), reposant sur des piles en maçonnerie. La voie est placée à la hauteur des cordes supérieures.

Les piles sont disposées par groupes de trois, ces groupes laissant entre eux des intervalles égaux à la longueur d'une pile. Cette disposition a pour but de laisser se produire les effets de dilatation en laissant les piles indépendantes.

Dans les abords, la voie est supportée par une suite de poutres armées de la composition la plus simple : une corde, deux tiges, un montant.

Les piles sont consolidées horizontalement par des poutres offrant un renflement au milieu, deux fois dans leur hauteur entre leur base et leur sommet.

Dans le sens vertical elles sont contreventées par des barres à œils rondes en croix, placées transversalement et longitudinalement, fig. (3 et 4).

La fig. (6) donne les plan, coupe et élévation à l'endroit de l'assemblage des colonnes des piles avec les poutres horizontales au sommet de ces colonnes, la fig. (7) les mêmes assemblages aux points intermédiaires dans la hauteur de ces colonnes, et la fig. (5) le même assemblage à la base des colonnes et le socle en fonte boulonné dans la pierre des fondations qui reçoit cette base. L'examen de ces détails fera voir que les colonnes des piles sont en fers marchands et composées de deux fers à U à ailes épaisses et d'un fer à double T, qui les réunit; que les poutres horizontales qui donnent la rigidité aux piles sont formées de 4 cornières réunies par 4 treillis, de façon à former un caisson accessible complètement à la peinture sur toutes ses parties.

Les sommets des colonnes inclinées s'emboîtent dans des pièces de fonte portant une plate-forme, de façon à recevoir les poutres armées longitudinales qui supportent directement le plancher en bois de la voie.

La corde des poutres armées est un simple fer à double T.



VIADUC DE LA COMPAGNIE DES PONTS DE DÉTROIT

Ce viaduc, d'une remarquable légèreté de construction, repose sur des piles ou chevalets métalliques (planche XLII).

La longueur totale est environ de 1,000 pieds (304^{m}794).

La hauteur maximum est de 125 pieds (38^{m}099).

Les piles sont entièrement en fers marchands. Dans le thalweg de la vallée que traverse ce viaduc, coule une rivière de 150 pieds (45^{m}519.)

Cet espace est traversé par une seule travée de la même longueur, formée de poutres Linville, qui reposent sur deux piles de construction plus solide que les autres et que l'on voit dans l'ensemble.

La voie est située à la partie supérieure de cette poutre.

Dans tout le reste de la longueur du viaduc, elle est supportée par de simples poutres armées.

La section de la corde supérieure est un seul fer à double T, fig. (4). Pour permettre la dilatation, les cordes des poutres armées reposent librement sur les piles par l'intermédiaire de sabots en fonte. On laisse un peu de jeu entre leurs abouts. Les chevilles des tiges qui s'y assemblent sont réunies par un fort maillon. C'est là un détail fort ingénieux.

Les montants sont formés de deux fers à U, réunis par des plates-bandes, fig. (4), et les tiges de barres rondes à œils, fig. (4). Les cordes supérieures sont reliées transversalement par des poutres à treillis.

Les piles sont accolées trois par trois, et laissent entre elles un intervalle vide égal à l'une d'elles, pour que les effets de dilatation ne détruisent pas l'équilibre du système, fig. (1).

Les colonnes verticales des piles sont formées de deux fers à U, rivés sur les ailes d'un fer à double T, fig. (4). Au sommet, leur écartement dans le sens transversal est de 10 pieds (3^{m}048), et elles sont inclinées de $\frac{1}{7}$ environ. Elles sont reliées à leurs sommets dans le sens transversal par des poutres formées de deux fers à U, placés debout et pénétrant à leurs extrémités dans les sabots en fonte, dont nous avons déjà parlé plus haut.

Elles sont en outre reliées dans le milieu de leur hauteur longitudinalement et transversalement par des poutres composées de quatre cornières, qui présentent un renflement, et dont l'écartement progressif est réglé par des fers plats, fig. (2 et 3).

Le contreventement des piles est complété dans le sens vertical, dans chaque panneau, longitudinalement et transversalement, au-dessus et au-dessous des poutres en cornières du milieu, par des barres rondes en croix.

Les colonnes reposent à leur base sur de solides socles en pierre de taille. Le plancher est supporté par des solives en bois.



DALE CREEK VIADUC DE LA COMPAGNIE DU CHEMIN DE FER DU PACIFIQUE

Cette construction en fer, planche XLIII, a été exécutée par la Compagnie américaine de Chicago, et a donné des preuves très-satisfaisantes de sa force et de sa rigidité, sous le passage continuel des trains. Elle a 120 pieds (36^{m}57) de hauteur et une longueur de 536 pieds (163^{m}36), divisée en travées de 42 pieds (12^{m}80) chacune. Il porte une seule voie ferrée. Les cordes sont espacées de 10 pieds (3^{m}05), dans le sens de la largeur, et les piliers qui y aboutissent ont une pente de $\frac{1}{6}$.

Les variations de température n'amènent pas la déformation de l'ensemble, car les piles sont parfaitement indépendantes à leur base et leur sommet, laissant entre elles un espace vide. La chaussée en bois de la voie est supportée par des poutres transversales à double T, formées de plates-bandes et de cornières qui s'appuient à leurs extrémités sur la corde supérieure des poutres armées. Elles sont contreventées horizontalement par des fers ronds en croix. Ces poutres armées, à 3 panneaux, ont un contour trapézoïdal; elles comprennent chacune une corde supérieure, formée de deux fers à U, reliés par des plates-bandes, une corde inférieure, deux montants verticaux, deux tiges inclinées et un contreventement en croix entre les deux montants.

Les colonnes des piliers sont composées de deux fers à U à ailes épaisses, reliés par un fer à double T.

Les piles s'emboîtent à la partie supérieure dans un sabot, sur lequel reposent librement, afin de ne pas entraver leur dilatation, les poutres armées.

Pour donner de la rigidité aux piles, il y a, dans la hauteur de la plus haute, entre la base et le sommet, quatre systèmes de poutres horizontales, en forme de double T, et composées de 4 cornières et d'une âme en treillis.

Ces poutres sont de deux natures : les transversales et les longitudinales. On voit leur disposition et leur nombre dans les fig. (3, 4), et dans le plan général, fig. (2) à l'endroit de la pile principale.

Les fig. (5, 6) donnent l'extrémité supérieure des colonnes.

Les fig. (7, 8), l'extrémité inférieure.

Les fig. (9, 10), les modes d'assemblages des colonnes avec les poutres à treillis qui les réunissent latéralement.

Enfin, les fig. (11, 12, 13, 20, 21) et les fig. (14, 15, 16, 17, 18, 19), dont l'ensemble donne un quart de plan d'un étage de la pile double principale, indiquent la disposition des poutres horizontales donnant de la rigidité à l'ensemble.

Le contreventement des piles est complété, dans tous les panneaux latéraux et transversaux, par des barres rondes en croix.

Au premier abord, le plancher de ce viaduc peut paraître d'une complication inutile. En réalité, cette disposition est excellente par l'élasticité qu'elle donne à la voie.



TRAVÉE TOURNANTE A ATCHISON-KAS (MISSOURI)

Cette travée tournante, planche XLIV, fait partie d'un pont de 1,150 pieds (350m51) de longueur, au-dessus du Missouri. Les travées fixes sont au nombre de trois et ont chacune 260 pieds (79m247), la travée tournante en a 365 (92m964); elle est en fer et a une élévation de 90 pieds (27m431). Elle donne passage à une route et à une voie de chemin de fer, elle est construite pour un poids roulant de 2,500 livres par pied courant (3,717 kilog. par mètre courant).

Cette travée tournante est composée de vingt-six panneaux égaux entre eux, à l'exception des deux centraux qui ont une largeur moindre que les autres et ne forment à vrai dire qu'un seul panneau ; la hauteur de ces panneaux va en décroissant légèrement du centre vers les bras extrêmes.

Les fig. (1, 2, 3) donnent l'élévation de cette travée et les plans des cordes.

La fig. (4) représente une coupe en travers de la partie centrale et du tambour du pivot.

La corde supérieure de ce pont est formée de deux fers à U, reliés ensemble à la partie supérieure par une plate-bande, et à la partie inférieure par un treillis.

Les montants sont faits, comme d'habitude (dans les ponts construits par la Compagnie américaine de Chicago), de deux fers à U, rivés sur les semelles d'un fer à double T.

Sa corde inférieure est exactement la même que la corde supérieure, si ce n'est que la plate-bande en tôle qui unit les deux fers à U est découpée, afin de donner

passage aux montants, aux tiges et aux contre-tiges. Les cordes sont contreventées horizontalement par des tiges en croix.

Les tiges sont des barres à œils plates, et les contre-tiges des barres à œils rondes.

La pile, sur laquelle repose le pivot de la travée tournante, est circulaire, elle a 34 pieds (10^{m}363) de diamètre. Elle est construite sur un caisson en bois de 46 pieds de côté (4^{m}927) et de 20 pieds (6^{m}096) de hauteur.

La travée tournante est manœuvrée au moyen d'une machine à vapeur, placée dans une cabane qui est bâtie sur un plancher attaché aux montants par des cornières et des consoles en fonte, au-dessus de la voie ; la machine est en rapport avec les engrenages de la table tournante et les pièces d'ajustage des extrémités par deux tiges rigides. La table tournante est composée d'un disque en fer forgé, relié à la pièce en fonte du centre par des tiges ; elle repose sur des galets en fonte, roulant dans deux rainures, une supérieure, pratiquée dans le disque de la table tournante, et l'autre, inférieure, dans la bague en fonte d'une crémaillère, qui repose fixement sur le sol de la pile.

Les figures de détails permettent de comprendre facilement les points que nous avons omis de signaler dans cette courte description. On remarquera les ingénieuses dispositions qui donnent la facilité, l'une, fig. (7), de permettre ou d'empêcher le mouvement de la travée tournante, et l'autre, fig. (5, 6), de régler à volonté, par une transmission commandée du centre de la travée, le niveau de la voie tournante à son joint avec la voie fixe.



TYPE GÉNÉRAL DES PONTS TOURNANTS DE LA COMPAGNIE DES PONTS DE KEYSTONE.

L'emploi des ponts tournants dans les chemins de fer, qui donne lieu en France à tant d'appréhensions, est au contraire fort apprécié aux États-Unis, où on en trouve un très-grand nombre. Il est vrai, qu'au lieu de n'être formés que d'une volée et d'une culasse, ils se composent, en Amérique, de deux volées se faisant équilibre, pivotant sur une pile centrale et dont les extrémités reposent sur les piles ou culées où aboutissent les rails fixes. Nous donnons ci-après quelques aperçus de la façon dont les construit la Compagnie des Ponts de Keystone, quand il s'agit de longueurs de 180 à 370 pieds (54ᵐ86 à 112ᵐ77). Ces ponts sont généralement manœuvrés au moyen d'une petite machine à vapeur, mais quatre hommes suffisent pour manœuvrer une travée de 370 pieds (1·12ᵐ77), et d'un poids de 300 tonnes (304 tonnes métriques), en moins de deux minutes ; ce n'est guère cependant que pour les passages de routes secondaires de peu de largeur qu'on se sert de la force des bras.

Dans ces ponts tournants, la corde supérieure est généralement formée de fers plats et cornières, ou de fers plats et de fers à U ; les montants verticaux sont formés de colonnes Phœnix. Dans les ponts tournants, la corde inférieure n'est jamais formée de barres à œils ; sa composition est ordinairement la même que celle de la corde supérieure ; en effet, lorsque le pont est ouvert, la corde inférieure travaillant à la compression, il est essentiel qu'elle conserve toute sa rigidité, ce qui ne serait pas le cas avec une corde constituant pour ainsi dire une chaîne et ses maillons.

Le plancher est habituellement suspendu, comme dans les autres travées, aux chevilles de la corde inférieure.

Les calculs s'opèrent pour les pièces de ce pont de la même façon que pour celles des travées des ponts ordinaires, mais on les établit pour les deux cas d'ouverture et de fermeture.

Les fig. (1 et 2), planche XXXVIII, représentent l'élévation et deux demi-plans, l'un au niveau de la corde supérieure, et l'autre au niveau de la corde inférieure, quand elles posent sur les culées ou piles aux extrémités des volées.

La fermeture s'opère simplement par un loquet, fig. (7), planche XL, qu'on fait agir au moyen d'une tige qui est manœuvrée du centre du pivot, par l'intermédiaire d'un levier coudé de sonnette.

Le milieu de la travée repose sur une plaque tournante en fer, fig. (5, 6), planche XL, reposant sur un pivot et tenue en équilibre par des galets placés à sa couronne et roulant à la partie supérieure du pivot sur des galets coniques. Cette disposition constitue l'ensemble d'un brevet pris par MM. William Sellers et Cie, de Philadelphie.

Dans le but d'amortir le choc d'un train arrivant sur la travée tournante, on a placé, entre le chapeau de la partie supérieure et le pivot, des fourrures en bois.

Le mouvement est transmis au pivot au moyen d'un engrenage commandé à bras ou à vapeur.

Ce système de ponts tournants à volées équilibrées est sans contredit très-rationnel, et son application est de nature à donner satisfaction à la navigation dans tous les cas où il s'agirait d'une rivière sillonnée par des navires, et que l'on veut faire traverser à une ligne de chemin de fer.

Les figures (3, 4 et 5), planche XXXVIII, représentent une élévation et deux coupes transversales.



PONT DE CHEMIN DE FER SUR LE LAC ONTARIO

Nous donnons, planche XLV, les dessins d'ensemble et de détails d'une travée de ce pont biais. La portée de cette travée est de 214 pieds 2 pouces ($65^{m}277$), mesurée d'axe en axe des chevilles extrêmes de la corde inférieure.

La largeur du pont, qui est de 28 pieds ($8^{m}534$), comprend une double voie de chemin de fer.

La ferme, représentée fig. (1) en élévation, est une poutre du système Linville ; sa hauteur est de 36 pieds ($10^{m}973$).

La corde supérieure est un caisson formé de plates-bandes et de cornières. Les montants sont aussi formés de fers du commerce ; ils portent deux treillis sur chaque face latérale. La corde inférieure est en barres à œils.

Les tiges traversent deux panneaux, et chacune d'elles est chevillée avec le montant qu'elle croise.

Dans chaque panneau extrême, le dernier montant vertical est une barre à œil.

Les fermes sont contreventées deux fois dans leur hauteur, dans le sens transversal du pont.

La fig. (1) donne l'élévation générale d'une travée.

La fig. (2), le plan.

La fig. (3), le système de plancher adopté.

La fig. (4), le détail de l'élévation à l'extrémité de la travée, et la fig. (5), une coupe en travers d'un montant.

Enfin, la fig. (6) représente une des poutres du plancher, aussi en fers marchands.

PONT ROUTIER SUR L'HUDSON ENTRE TROY ET WEST TROY

Non loin du pont de chemin de fer de la ligne de Troy à Greenfield, que nous avons déjà décrit, se trouve sur le même fleuve, l'Hudson, un pont routier, de construction assez semblable, et qui réunit la ville de Troy à West Troy.

Nous en donnons les détails (planche XL bis), et la vue perspective (planche XL ter). Sauf le « Girard Bridge à Philadelphie, » il n'est pas en Amérique de plus grand pont destiné au service des voitures. C'est l'ingénieur Alfred P. Boller qui en a étudié le projet et dirigé la construction. Sa longueur totale est décomposée comme suit :

2 travées de 244 pieds (74^{m}370).......	488 pieds	148^{m}740
1 travée de........................	226 —	68^{m}883
1 travée tournante de................	258 —	78^{m}637
1 travée de........................	85 —	25^{m}907
1 travée de........................	65 —	19^{m}812
	1.122 pieds	341^{m}979

Cette longueur totale ne comprend pas les approches, viaducs de maçonnerie, que l'on a dû construire pour élever le niveau du tablier à 34 pieds (10^{m}363), au-dessus du niveau moyen du fleuve.

L'une des travées de 244 pieds (74^{m}370), comme toutes les autres, sauf les deux plus petites, a 30 pieds (9^{m}144) de hauteur, et contient 19 panneaux de 12 pieds 9 pouces (3^{m}886).

La corde supérieure forme un caisson de 20 pouces × 9 pouces (508 × 229 millim.)

Elle est composée de deux fers à U et d'une plate-bande. Elle pèse environ 100 livres par yard (45^{k}359 par 0^{m}914.)

Le maximum des efforts qu'elle doit supporter est de 8,000 livres par pouce carré (5^{k}62 par millimètre carré.)

La corde inférieure est formée de barres à œils.

Les bras extrêmes, dont la section se compose d'un fer à double T, de deux fers à U et de deux plates-bandes, sont assemblés aux cordes par l'intermédiaire de deux sabots. Le sabot A, fig. (2), dans lequel s'emboîte la corde supérieure, pèse 700 livres (317^{k}515.)

Les montants verticaux intermédiaires ont été très-bien compris. L'ingénieur-constructeur du pont a fait breveter la disposition qu'il a imaginée pour leur construction. Ces montants se composent de deux fers à U convenablement reliés et distants de 14 pouces (0^{m}356). Les deux extrémités de ces fers à U sont réunies de façon à s'adapter exactement sur la pièce en fer forgé qui reçoit la suspension des poutres du plancher.

L'effort auquel doit résister la section des montants intermédiaires, a été fixée à 5,000 livres par pouce carré (3^{k}515 par millimètre carré.)

Les surfaces d'appui des chevilles communes aux montants et à la corde supérieure ont été déterminées de façon à supporter une pression de 10,000 livres par pouce carré (7^{k}03 par millimètre carré.)

De cette façon, les chevilles sont soulagées et sont certainement assez fortes pour résister aux efforts répétés qu'elles ont à subir à cause des vibrations produites lors du passage d'une charge roulante.

Tout le fer employé dans la construction a été soumis à des épreuves constatant qu'il peut résister à une traction de 60,000 livres par pouce carré (42^{k}19 par millimètre carré), sans se rompre, et de 25,000 livres par pouce carré (17^{k}58 par millimètre carré) sans présenter d'allongement permanent.

Le pont a été calculé pour un poids roulant de 2,500 livres par pied courant (3,717 kilog. par mètre courant.)

La maçonnerie du pont a été exécutée d'après les dessins et sous la direction du colonel G. Haward Ellers.

La fondation des piles est un grillage qui repose sur une série de pieux placés à 10 pieds (3^{m}048) au-dessous du niveau des basses eaux. Elles sont en maçonnerie de gros moëllons avec revêtement en pierre de taille.

Le tablier a 37 pieds (11^{m}277) de largeur, sur lesquels 24 pieds (7^{m}315) sont réservés pour la chaussée, le reste disposé en trottoir. Les poutres du plancher sont écartées d'axe en axe de 25 pieds 9 pouces (7^{m}848.)

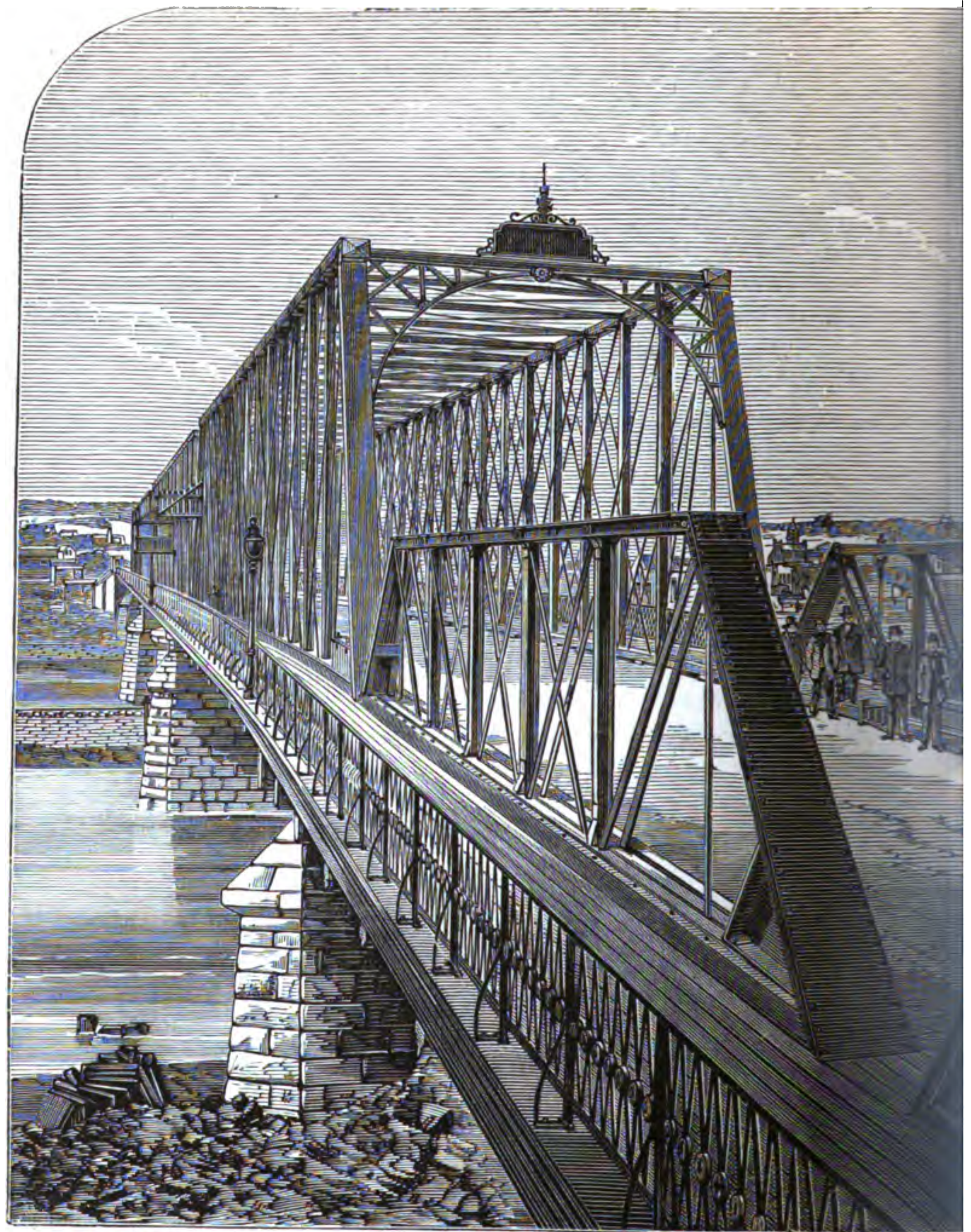
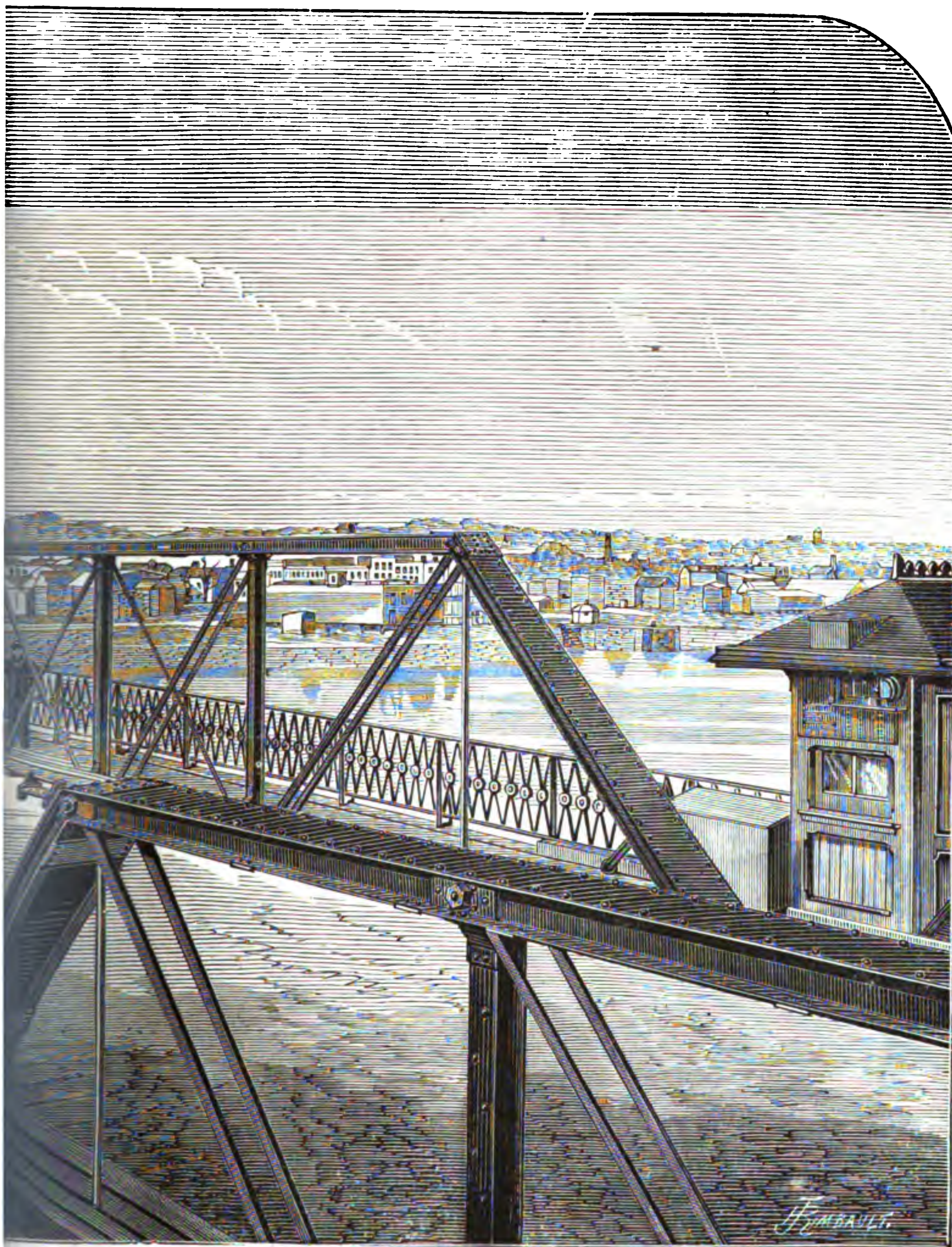
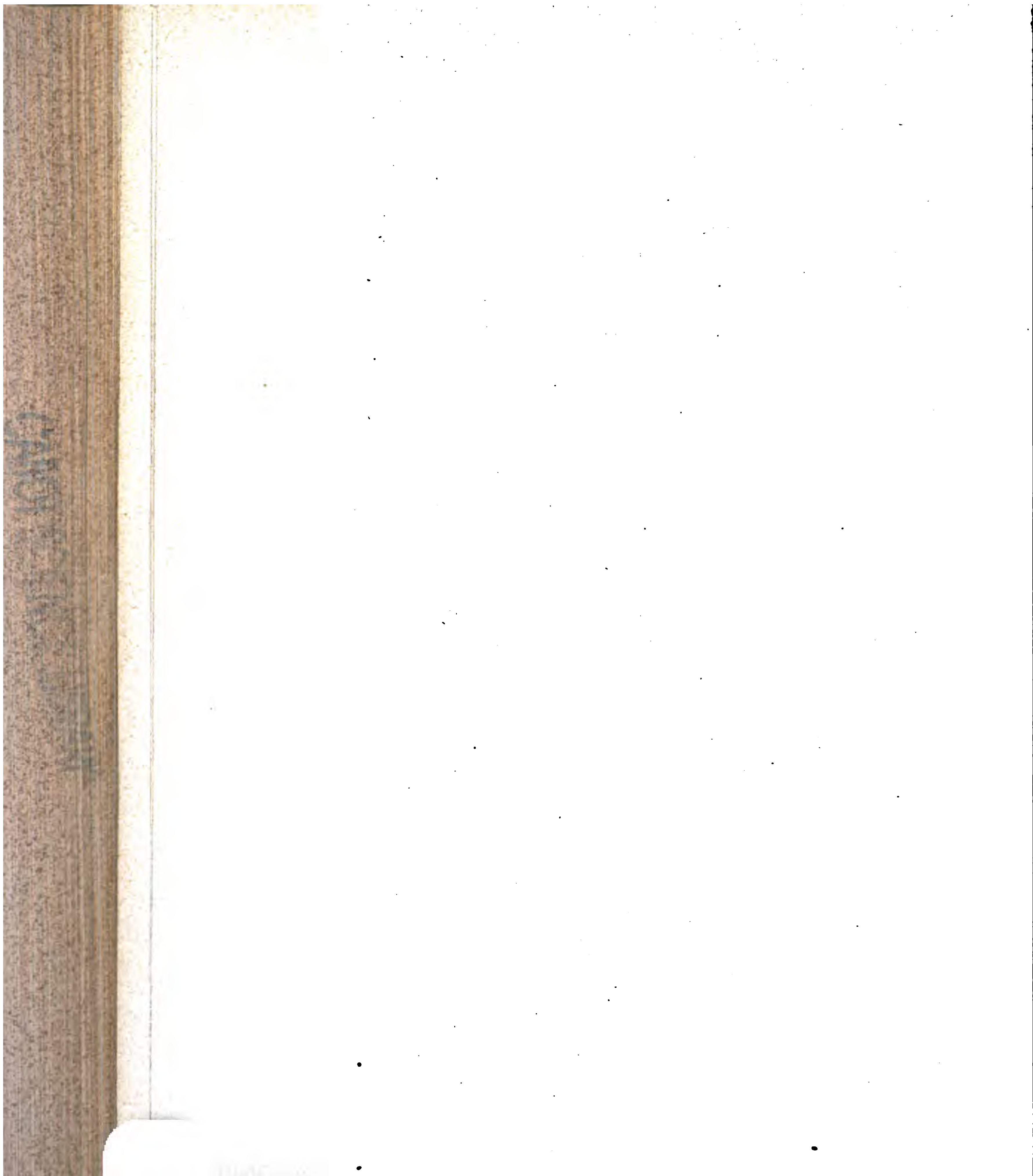


Fig. (6). Vue persp



à l'entrée du pont.



Le pivot tournant, malgré son poids de 250 tonnes, peut être facilement manœuvré en très-peu de temps par un seul homme.

Malgré son apparente légèreté, ce pont offre la solidité suffisante pour le trafic des voitures, et son élégance en fait un ouvrage d'art très-remarquable.

Nous donnons, fig. (6), une vue perspective prise à l'entrée du pont.



PONT DE LA RIVIÈRE DE L'EST A NEW-YORK (EAST RIVER BRIDGE)

En raison de sa grande hauteur, des dimensions colossales de ses parties, des difficultés surmontées et des innovations apportées dans la construction, innovations dictées par l'expérience et appuyées sur la double autorité de principes rationnels et d'applications nombreuses et considérables, ce pont a droit à toute l'attention des hommes du métier. Il présente, du reste, cet intérêt particulier que depuis la fondation des piles jusqu'à la pose du dernier boulon complétant la superstructure, l'ingénieur s'est appliqué à tenir compte de tous les perfectionnements, de toutes les applications, sanctionnés par l'expérience.

Les ingénieurs américains et M. John Roebling, en particulier, auront beaucoup fait pour ramener la vogue, en Europe, du système des ponts suspendus, qu'ils ont su perfectionner à ce point, qu'on peut dire aujourd'hui, en toute justice, que, par ce système, ils ont résolu des problèmes inarbordables pour tout autre : franchir sans danger, sans points d'appui intermédiaires, des espaces de 4 à 500 mètres (et même de 8 à 900 mètres, prétend M. Roebling), à une hauteur telle que la navigation ne soit même pas interrompue sur un bras de mer sillonné constamment par des navires de toutes dimensions, n'est-ce pas là un résultat prodigieux. Et lorsqu'un tel travail, qui pourrait être envisagé comme un simple tour de force ou d'audace, a fourni la preuve de ce qu'il vaut, au point de vue de sa solidité, de sa résistance, tous les spécialistes ne sont-ils pas intéressés au plus haut point à l'étudier dans ses détails ?

Le pont de l'East River n'est pas terminé encore, mais le travail est tellement avancé, qu'il nous est facile, grâce aux renseignements que nous avons recueillis

sur place, et que nous devons à l'obligeance des ingénieurs attachés à sa construction, d'en donner ici une description assez complète.

Nous commencerons par indiquer la destination principale du pont qui unit New-York à Brooklin ; ces deux cités si importantes du Nouveau-Monde, que ce trait d'union va rendre sœurs, lorsque le bras de mer, d'un kilomètre environ, qui les sépare aujourd'hui, sera franchi par le pont d'East River, ont, à elles deux, une population d'environ 2,000,000 habitants. Les rapports entre les deux villes ne sont encore établis que par des bacs à vapeur, appelés « ferry-boats,» qui transportent annuellement d'une rive à l'autre, près de 70 millions de voyageurs. Ces voyageurs sont naturellement obligés, par les embarquements et débarquements du départ et de l'arrivée, à des pertes de temps qui leur seront épargnées, lorsqu'ils pourront en cinq minutes à peine se transporter du cœur d'une des villes au centre de l'autre. Pour les voyageurs, l'établissement du pont aura donc un grand intérêt ; ils ne seront plus que les habitants d'une même ville ayant son quartier nord et son quartier sud, et ils ne seront pas exposés, l'hiver, alors que le fleuve charrie des glaces qui rendent les communications impossibles pendant plusieurs heures, à attendre le moment favorable ; mais les avantages de cette nouvelle voie de communication seront surtout appréciés par les armateurs et par les capitaines de navires, qui voyaient croître chaque jour le nombre des « ferry-boats » et avaient leur attention constamment éveillée par la crainte d'accidents ou voyaient leur marche entravée à chaque instant par le va-et-vient incessant de ces transports, par les encombrements qu'ils causaient sur toute la largeur du fleuve.

Le pont d'East River comprendra quatre voies, deux, parcourues par des trains, et deux autres, simultanément, par des omnibus à traction de chevaux et par les voitures ordinaires. Une passerelle, destinée aux piétons, contournant la tour centrale de chacune des piles, et surélevée de 3 mètres au-dessus du plancher du pont, s'étendra dans toute sa longueur fig. (7).

La largeur de la passerelle sera de (4^m572). Les promeneurs jouiront, de ce point, d'un superbe panorama, et n'auront rien à redouter de l'encombrement des voitures qui pourrait, sur le pont, amener des accidents.

La longueur totale du pont, d'une extrémité à l'autre, est de 5,989 pieds ($1,825^m400$) ; la partie suspendue a 3455,6 pieds ($1,050^m200$), et les approches 2533,6 pieds (775^m200). Ces approches forment sur chaque rive un viaduc en maçonnerie. La pente de ces viaducs est de 3,25 pieds pour cent, $\frac{1}{30}$ environ.

La largeur du pont est de 26 mètres, et sa hauteur, entre le niveau de l'eau et le plancher, est de 119 pieds (36^m271) aux piles.

La fig. (8) donne une élévation des poutres du tablier.

Les deux piles surmontées de tours sont établies sur de solides fondations à

caissons à une profondeur de 78 pieds (23m774) ; celles de la pile de Brooklin ont une épaisseur de 15 pieds (4m572) et celles de la pile du côté de New-York ont une épaisseur de 20 pieds (6m096) ; les caissons couvrent une superficie de 17,500 pieds carrés (162,574 décimètres carrés). Cette dernière pile, à sa base, a

Fig. (7). Demi-coupe en travers.

Fig. (8). Elévation longitudinale.
Échelle $\frac{1}{124}$.

une longueur totale, dans le sens de la rivière, de 157 pieds (47m853) sur une largeur de 77 pieds (23m469), tandis qu'au niveau de l'eau, ces dimensions sont respectivement de 141 pieds (42m976) et 59 pieds (17m983). De ce point au plancher il y a, avons-nous dit déjà, 119 pieds (36m271) et du plancher au faîte de la tour, 149 pieds (45m414) ; ce qui fait une hauteur totale, au-dessus de l'eau, de 268 pieds (81m685) ou 273 pieds (83m209), si l'on compte la balustrade au sommet des tours.

La tour, dont nous donnons ici une élévation, fig. (9), et un plan, fig. (10), n'est pas, comme sembleraient l'indiquer les apparences, une masse compacte de maçonnerie. Elle consiste, en réalité, en trois piles principales unies au-dessous du plancher par des arches ogivales et renfermant entre elles deux espaces libres ou puits rectangulaires qui ont chacun une longueur de 27 pieds 6 pouces (8m382), sur une largeur de 15 pieds 3 pouces (4m648), dans la section faite au niveau

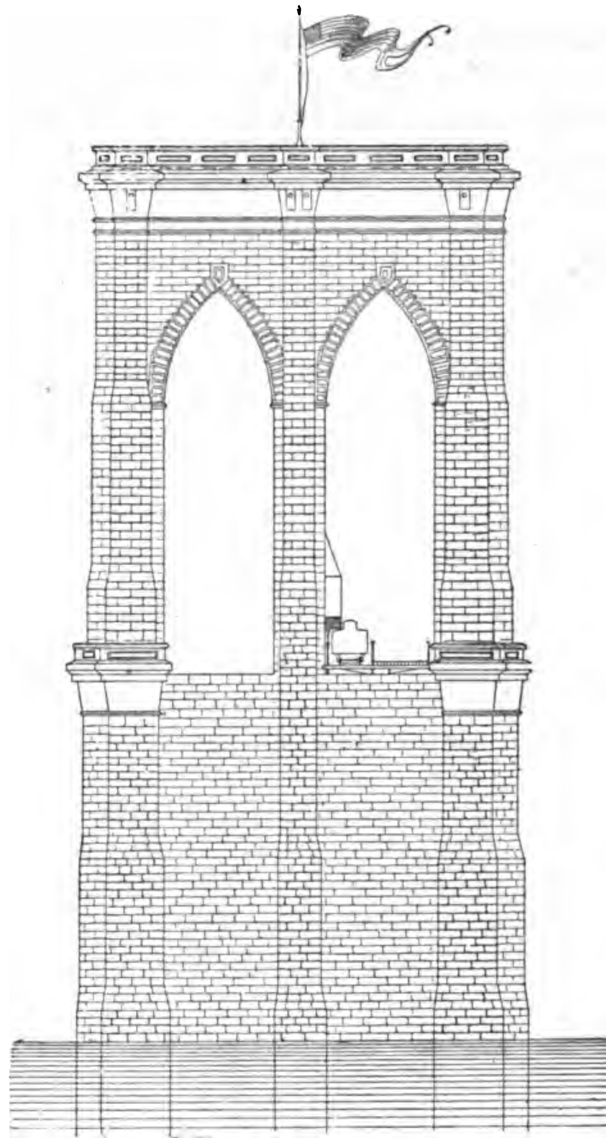


Fig. (9). Elévation d'une tour.

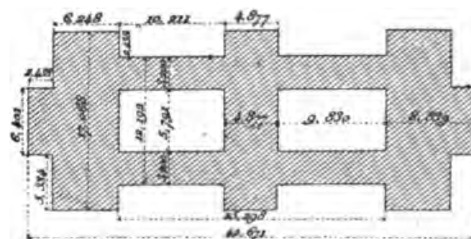


Fig. (10). Plan d'une tour.
Échelle $\frac{1}{512}$.

supérieur du caisson de fondation. A partir de ce point la largeur s'accroît. Elle a 20 pieds (6m096) au niveau de l'eau et à la hauteur du plancher cette largeur est devenue telle que le mur qui sépare les puits, qui a une épaisseur de 24 pieds (7m315) à la fondation, n'en a plus que 9 (2m743).

Au-dessus du plancher les trois piles en maçonnerie s'élèvent en droite ligne jusqu'à 80 pieds (24m384) et sont unies alors par deux arcs gothiques, de 36 pieds (10m973) d'élévation, de 34,6 pieds (10m515) d'ouverture à la base et de 45 pieds (13m716) de rayon, qui couvrent les voies.

La maçonnerie est en granit et en pierres de taille dont les dimensions varient de 30 à 100 pieds carrés (278 à 928 décimètres carrés) et le poids de sept à dix tonnes (7,000 à 10,000 kilog.). De la fondation au sommet, la seule tour de New-York a nécessité l'emploi de 44,000 yards cubes (33,638 mètres cubes) pesant 93,000 tonnes (94,492,000 kilog.) sur le sommet des caissons (compris le poids de la superstructure). Ces quantités cependant ne comprennent pas le poids des madriers des caissons ni des 3,300 yards cubiques (2,522 mètres cubes) de béton des fondations sous la maçonnerie. Y compris ces derniers, la pression exercée à la base est de 6 $\frac{1}{2}$ tonnes par pied carré (70,000 kilog. par mètre carré) ; au sommet du caisson, de 10 tonnes (107,000 kilog. par mètre carré) ; sur la maçonnerie, à la ligne d'eau, de 13 $\frac{1}{2}$ tonnes (140,000 kilog.), tandis qu'à la base de la pile centrale, sur le niveau du plancher, elle atteint 26 tonnes par pied carré (280,000 kilog. par mètre carré) de surface.

Pour donner une idée de l'importance de ce beau travail, nous reproduisons une vue perspective du pont (planche XLVI) et nous complétons notre description en nous étendant davantage sur la fabrication et la pose des câbles de suspension qui sont la question principale, vitale, dirons-nous, de ce système de pont.



CONSTRUCTION DES CABLES DU PONT SUSPENDU DE L'EAST RIVER.

Il nous paraît important de reproduire ici la publication faite par notre ami Wilhelm Hildenbrand, ingénieur attaché au pont de l'East River, dans le « Van Nostrand's eclectic engineering Magazine, » sur le nouveau mode de fabrication des câbles à fils parallèles employés pour la suspension de ce pont. La compétence et l'expérience que l'auteur a acquises dans ce genre de travail qu'il a suivi dans tous ses développements et tous ses progrès, d'abord sous la direction du célèbre ingénieur John A. Roebling, qui a conçu et construit le pont du Niagara, puis sous celle du fils de ce dernier, le colonel W. A. Roebling, ingénieur en chef du pont d'East River, donnent le plus grand intérêt à son travail, qui sera toujours consulté avec fruit par les ingénieurs et les constructeurs.

« Il y a trois méthodes différentes en usage dans la fabrication des câbles en fer :

1° Celle qui consiste à tordre ensemble les torons du câble.

2° Celle où les fils sont parallèles et les câbles faits sur le terrain, puis élevés et mis en place.

3° Celle où les câbles sont faits sur place, sur le pont même où les fils sont posés et tendus séparément ; puis, quand le faisceau est formé, sont entourés d'un fil de fer de manière à former un câble. »

C'est cette dernière méthode qui est employée au pont de l'East River, c'est aussi celle qu'employa l'ingénieur John A. Roebling, dans la construction des ponts suspendus sur le Niagara, à Cincinnati, à Alleghany, etc.

Chaque méthode a ses avantages qui en recommanderont l'emploi dans certains cas. La comparaison du premier mode avec les deux derniers donne lieu aux remarques suivantes. On manie facilement une corde de fer, et un câble de cordes peut être formé promptement et sans l'aide de machines. Par suite, pour les ponts légers et de peu de longueur, ces sortes de câbles sont reconnus les plus avantageux. Mais la résistance à la traction d'un fil non tordu est de 10 p. 0/0 plus considérable que celle d'un fil tordu ; d'où il suit que, dans un pont à larges travées, un câble de cordes ne serait pas économique, par cette raison qu'il exigerait plus de métal et serait plus lourd que celui en fils non tordus ; secondement, la circonférence du premier serait de 40 p. 0/0 plus considérable que celle du dernier, et offrirait par suite une surface proportionnelle plus grande au vent et à l'action corrosive de l'atmosphère. Ces considérations qui sont fort importantes, surtout dans le cas particulier du pont sur l'East River, qui est exposé aux grands ouragans et aux émanations de l'eau salée, suffiraient seules à recommander l'emploi du câble à fils droits. Enfin, on trouve une grande difficulté à rattacher d'une façon satisfaisante les lourdes cordes de fils à la chaîne d'ancrage, qui sera toujours, quoi qu'on fasse, faussée, et elles exigent, par suite, plus de maçonnerie que le câble compact formé de faisceaux de fils droits. Il résulte de ces observations qu'un câble de cordes de fer, dans le cas du pont sur l'East River, devait être rejeté.

Considérant maintenant la seconde méthode qui a été employée — par exemple — au pont de Wheeling, nous remarquons qu'elle n'est applicable qu'autant que, dans le prolongement de l'axe du pont, derrière chaque ancrage, il y a un terrain libre suffisant de la longueur du câble. Il est, en effet, absolument impraticable de fabriquer les faisceaux des câbles sur un point qui n'est pas à l'endroit même où ils doivent être posés, car un faisceau de fils droits ne peut pas être manié comme une corde, et on l'avarierait en le lovant.

Il est évident que, dans le cas qui nous occupe, alors que le pont réunit les quais de deux villes populeuses, un pareil chantier n'existe pas, et par suite, la nécessité oblige d'abandonner cette méthode. Mais, même si la place le permettait, il y a d'autres raisons qui s'opposent à la fabrication de ces faisceaux sur le rivage. Quand un faisceau de fils, placés parallèlement sans tension, est suspendu par ses deux extrémités, il prend une certaine flèche, et les fils qui sont à la partie inférieure, travaillent bien plus que ceux de la partie supérieure. Cette différence de tension dans les fils simples peut amener une déperdition de vingt-cinq pour cent dans l'effort de tension définitif. Par suite de l'élasticité du métal, il se produira une espèce de répartition de forces, mais personne ne peut dire dans quelle proportion, et ce n'est que par hypothèse qu'on peut déterminer la tension exercée sur

un fil. De plus, ce n'est pas une mince affaire que de manœuvrer un faisceau du poids de cinquante tonnes (50,000 kilog.), qui exigera un effort de quarante tonnes (40,000 kilog.), pour le hisser sur les tours afin de l'y installer. Toutes ces considérations, jusqu'ici, sont donc décidément en faveur du troisième système. Cependant il a un grand désavantage, c'est la perte de temps qu'il occasionne en imposant de construire définitivement les tours et les ancrages, avant de commencer la formation du câble. Cela n'est pas le cas alors que l'on emploie l'une des deux premières méthodes ; les cordes de fils ou les faisceaux de fils parallèles et droits peuvent être fabriqués pendant que les travaux de maçonnerie progressent, et mis en place immédiatement après l'achèvement de ces travaux. Les avantages qu'on trouve néanmoins à fabriquer les câbles sur l'emplacement du pont même, sont, comme on l'a vu, si incontestables, qu'on ne pouvait hésiter un moment à adopter cette méthode pour le pont d'East River.

Il est à peine nécessaire de mentionner ici l'impossibilité de transporter le câble entier et terminé à la place qu'il doit occuper, bien que des personnes étrangères à l'art des ingénieurs semblent croire à cette possibilité. Sans parler de l'impraticabilité de sa fabrication, la seule considération de sa longueur 3,577 pieds (1,090^{m}450), et de son poids, 870 tonnes (88,396 kilog.), montre qu'il y aurait des obstacles insurmontables qui s'opposeraient au transport d'une pareille masse, et qu'aucune tour ne pourrait soutenir l'effort de renversement occasionné par le frottement, lorsqu'on tendrait le câble.

Avant d'entrer dans les détails, je débuterai par une description rapide de la façon dont les câbles sont faits, en employant les chiffres et les désignations adoptées pour le pont de l'East River. Cela facilitera la compréhension de l'outillage de la fabrication du câble, et servira, lorsqu'il s'agira de tout autre pont suspendu ; on n'aura qu'à changer les dimensions et les noms, selon la longueur et l'emplacement.

Le tablier du pont de l'East River, qui a 85 pieds (2^{m}907) de largeur, et est destiné à porter toutes sortes de véhicules, y compris des wagons de chemins de

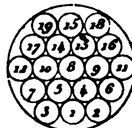


Fig. (11) Composition d'un câble.
Echelle $\frac{1}{24}$.

fer mûs au moyen de cordes sans fin, sera supporté par quatre câbles, suspendus sur trois travées : celle du milieu, ayant 1595,5 pieds (486^{m}295) entre les centres des tours, et les deux travées latérales chacune 930 pieds (283^{m}460) du centre des

tours à la face d'ancrage, soit à 954 $\frac{1}{2}$ pieds (290^m^922) du centre des tours au point d'attache du câble. Chaque câble contient 19 faisceaux, fig. (11), de 332 fils d'acier parallèles, et par conséquent, 6,308 fils, ce qui représente une force totale maxima de 10,730 tonnes. Chaque faisceau est maintenu par une cheville en fer de 7 pouces (0^m^178) de diamètre à deux barres de la chaîne d'ancrage de 1 $\frac{1}{2} \times 9$ pouces (0^m^036 × 0^m^229). Les fils n'entourent pas directement les chevilles; ils sont placés autour d'un manchon en fonte, fixés sur elles, fig. (12 et 13), portant la courbe

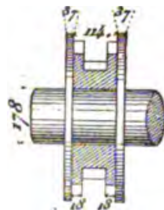


Fig. (12)

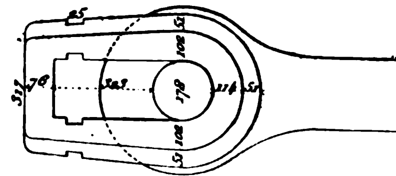


Fig. (13)

Manchon en fonte recevant les faisceaux.

Echelle $\frac{1}{24}$.

de contact des fils à 17 pouces (0^m^432) de diamètre, au lieu de 7 pouces (0^m^178). Le dernier élément de la double suite de barres à œils ou chaîne d'ancrage, à laquelle les fils sont attachés, est disposé en quatre étages, fig. (14) ; chacun des trois étages

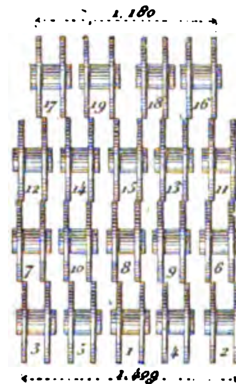


Fig. (14) Vue de face à l'extrémité de l'ancrage d'un câble.

Echelle $\frac{1}{48}$.

du dessous reçoit l'attache de cinq faisceaux, celui du dessus en maintient quatre seulement. Pendant la fabrication, le faisceau n'occupe pas sa position définitive dans le câble, mais il prend une courbe bien plus tendue et plus élevée. Cette différence entre les flèches, dans le cas qui nous occupe, est de 55 pieds (16^m^764), au milieu de la portée. Elle est produite par deux causes : premièrement, sur les

tours, le faisceau repose sur des poulies provisoires, placées au-dessus de la selle ; deuxièmement, aux ancrages, le sabot mentionné plus haut est temporairement assujetti à 10 ou 12 pieds (3m048 ou 3m657) en arrière de la cheville d'ancre sur une pièce en fonte, appelée la « jambe, » qui est spécialement affectée à cet effet, fig. (15, 16 et 17).

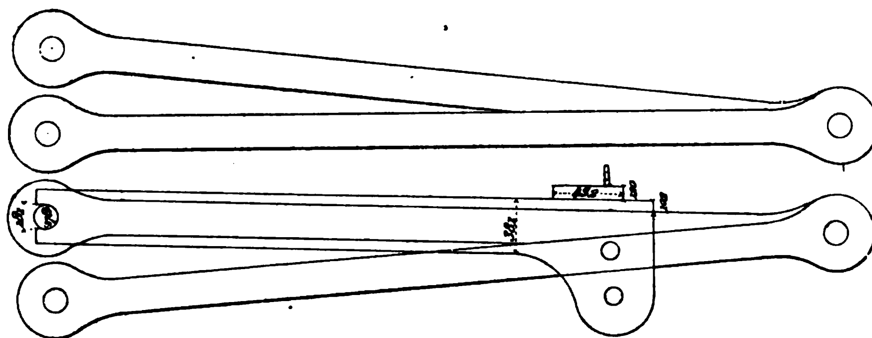


Fig. (15) Elévation à l'extrémité de l'ancrage d'un câble avec la jambe.
Echelle $\frac{1}{48}$.

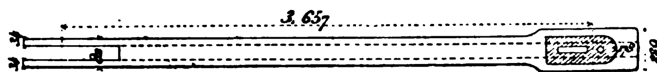


Fig. (16) Plan de la jambe.



Fig. (17) Vue de face.

Echelle $\frac{1}{48}$.

Lorsque le faisceau est achevé, les sabots sont détachés des jambes, qui sont enlevées, et mis à leurs places sur les barres à œils d'ancrage. En même temps, le faisceau est soulèvé par un appareil spécial. On enlève les poulies provisoires, et le faisceau prend sa place sur la selle des tours. Cette double opération amène le point le plus bas de la courbe du faisceau à descendre dans sa position correcte. déterminée tout d'abord par le calcul.

Il y a plusieurs avantages à fabriquer le faisceau dans une position plus élevée et plus tendue, car, autrement, on serait forcé de tenir compte, pendant cette fabrication, du règlement du câble principal, ce qui augmenterait beaucoup la longueur de l'opération. De plus, le sabot, étant mis à plat, facilite ainsi le placement des fils, et dans cette position, il est bien plus commode d'y envider les fils. Cette opération se fait successivement pour tous les faisceaux.

Mais l'avantage principal tient à ce que la tension dans le fil est presque doublée et atteint environ les trois quarts de la tension maxima, à laquelle il sera toujours soumis, lorsque le pont sera achevé. Cette opération sert, en quelque sorte, d'épreuve de résistance ; elle fait disparaître toute ondulation, et elle conduit à s'apercevoir plus facilement de l'existence d'une épissure défectueuse ou de la mauvaise qualité d'un fil ; l'ingénieur acquiert ainsi la certitude à peu près absolue, que tous les fils formant le câble sont ce qu'ils doivent être, et que ce dernier atteindra sa force calculée.

Le point de départ des fils est à l'ancrage de Brooklyn, où toutes les bobines de fils d'acier sont fixées. Un certain nombre d'entre eux, épissés ensemble, sont enroulés sur des tambours en bois, qui sont assez grands pour recevoir environ 12 à 14 fois la longueur de tout le câble. L'extrémité d'un fil, près du tambour, est alors assujettie temporairement à la jambe, et la bride, formée de cette façon, placée dans une roue à rainure, dénommée « rouet voyageur, » laquelle est solidement attachée à une corde sans fin allant d'un ancrage à l'autre. Cette corde est appelée « corde voyageuse » ; elle passe, à chaque ancrage, sur deux poulies horizontales qui reçoivent leur mouvement d'une machine à vapeur. Le rouet, avec les deux brins du fil, est amené d'un ancrage à l'autre par la corde voyageuse. Le fil qui est assujetti à la jambe reste en repos, tandis que l'autre, qui se déroule du tambour, court avec une vitesse double de celle de la corde. A leur arrivée à l'ancrage sur l'autre rive (New-York), les fils sont retirés de la rainure du rouet et placés autour du sabot, de façon que tous les brins dormants occupent un côté, et tous les brins courants l'autre côté. La position des fils est alors régularisée d'après un « guide-fil » qui a d'abord été suspendu et ajusté suivant la flèche calculée. La même opération est répétée 166 fois, jusqu'à ce que tous les fils, formant un faisceau, aient été étendus. La direction des fils est mise d'accord avec celle du « guide-fil, » par des hommes se tenant sur de petites plate-formes appelées « berceaux ; » elles sont supportées par des cordes de fer et réparties sur toute la longueur de la ligne du câble. Il est, par conséquent, nécessaire que ces berceaux soient à une élévation telle que les fils du faisceau pendent à peu près à la hauteur de la poitrine de l'homme qui s'y tient, pour qu'il puisse comparer les flèches relatives des fils, par rapport à celle du « guide-fil. » Pour parvenir aux berceaux sans difficulté et pour obtenir une communication générale entre toutes les parties des travaux, il existe une passerelle légère et étroite au-dessus du fleuve. Les fils d'un faisceau sont liés provisoirement ensemble au moyen d'un fil en métal de 16 pouces en 16 pouces environ ($0^{m}406$ en $0^{m}406$), puis le faisceau est abaissé dans sa position définitive. Un second faisceau est fait de la même manière, et ainsi de suite jusqu'au dix-neuvième ; le câble est alors

prêt à recevoir son enveloppe. Les faisceaux occupent dans le câble un certain ordre fixé, et les longueurs sont régularisées entre elles, en raccourcissant celles qui sont trop longues au moyen d'un segment en fer placé entre le sabot et la cheville des barres à œils de l'ancrage. Tous les câbles des grands ponts suspendus, bâtis jusqu'à présent, n'ont jamais contenu plus de sept faisceaux; ceux de l'East River sont les premiers qui seront formés de dix-neuf faisceaux. Les nombres 7 et 19 sont choisis par la raison que le câble doit former un cylindre, et la coupe, fig. (11), montre que les faisceaux sont disposés de telle façon qu'un cercle tangent peut être tracé autour. Entre 7 et 19, il n'y a pas de nombre qui permette une disposition de ce genre.

Tous les faisceaux étant régularisés, les attaches temporaires, qui tenaient les fils ensemble, sont retirées; on les contraint alors à prendre la forme cylindrique au moyen de puissantes pinces serrées à vis, et, le câble étant fini, on les recouvre d'un fil de fer n° 10, enroulé sans discontinuité. Les fig. (18 et 19) montrent la position des cordes, des berceaux et du pont volant, en élévation et en plan; et aussi celle du tambour, chaînes d'ancrage et la corde voyageuse avec son fil pendant son trajet. Le guide-fil ou les faisceaux, dans la première position surélevée, sont seulement indiqués sur le plan, afin de ne pas surcharger le dessin et le rendre confus. Dans l'élévation, ils devraient pendre parallèlement aux cordes de berceaux et un peu au-dessus.

La description générale, faite ci-dessus, montre que, pour fabriquer un câble en fils d'acier, il faut avoir terminé les constructions permanentes et auxiliaires, et disposer des engins et matières premières, nécessaires aux opérations indiquées dans le tableau suivant :

I. — Constructions permanentes

Ancrages et tours supportant les câbles.

II. — Constructions auxiliaires

1° Pose des fils, proprement dite : corde voyageuse, machine à vapeur, etc.
2° Emplacements pour l'ajustage : berceaux, etc.
3° Moyen d'accès à ces berceaux : passerelle, etc.
4° Réglage des fils : guide-fils, etc.

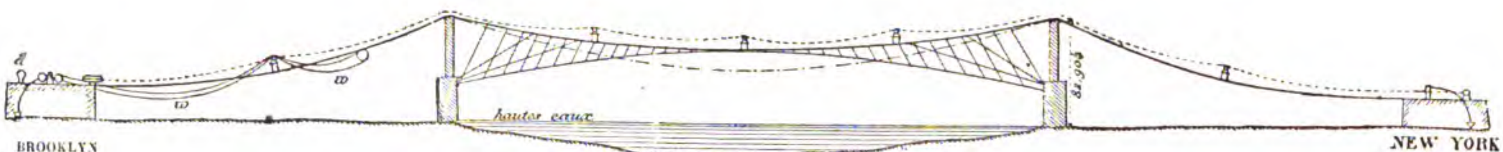


Fig. (18) Elévation.
Echelle $\frac{1}{6000}$ pour les hauteurs et les longueurs.



Fig. (19) Plan. — *d* tambours. — *w* fils. — *c* guide-fils.
Echelle $\frac{1}{2400}$ pour les largeurs.

III. — Construction des câbles

1° Fils d'acier et leur préparation.

2° Réglage des fils et des faisceaux : instruments de précision.

3° Entourage du câble : fils de fer.

Dans l'étude de détail qui va suivre, nous avons suivi l'ordre indiqué ci-dessus. Tout ce qui est compris dans les chapitres I et II doit exister avant que la fabrication d'un câble puisse commencer. Le travail, au pont d'East-River, fut commencé le 26 décembre 1869 ; c'est à cette époque qu'on attaqua le terrain pour la construction du caisson formant la fondation de la tour de Brooklyn.

En août 1876, après plusieurs interruptions, les tours et ancrages furent achevés, et la première corde (l'une des cordes voyageuses) fut mise en travers de la rivière. Pendant l'hiver 1876-1877, toutes les machines donnant le mouvement aux cordes voyageuses, etc., étaient mises en place à l'ancrage de Brooklyn. La construction des berceaux et de la passerelle, la suspension des guide-fils et les autres préparatifs demandèrent encore neuf mois, jusqu'au 29 mai 1877 ; c'est alors que le premier fil, pour la fabrication du câble actuel, fut tendu. On estime qu'il faudra 2 ans ou 2 ans et demi pour compléter les quatre câbles.

I. — Tours et ancrages

La construction des hautes tours en pierres et des murs massifs d'ancrage, travaux d'une importance sans précédents, a déjà été décrite en détail dans différentes publications et rapports scientifiques. Je puis donc me borner à ne donner ici que quelques-unes des principales dimensions, particulièrement de celles qui se rattachent à la construction du câble.

Les tours, contenant chacune 40,000 yards cubes (30,508 mètres cubes) de maçonnerie, sont construites entièrement en granit venant de vingt carrières différentes du Maine. Leur section, au niveau des hautes eaux, est de 140 pieds ($42^{m}671$) sur 59 ($17^{m}983$), et, au niveau de la corniche, de 126 pieds sur 43 ($38^{m}404$ sur $13^{m}106$). L'extrême sommet est à 272 pieds ($82^{m}904$), et les selles sur lesquelles reposent les câbles à 267 pieds 6 $\frac{1}{2}$ pouces ($81^{m}544$) au-dessus des hautes eaux. Les selles en fonte fig. (20), pesant chacune 12 tonnes, sont posées sur 43 galets, en fer de 3 $\frac{1}{2}$ pouces ($0^{m}088$) de diamètre, se mouvant sur un lit en fonte de 4 $\frac{1}{2}$ pouces ($0^{m}114$) d'épaisseur, pesant 11 tonnes. Sur chaque selle, à la partie supérieure, se trouvent six supports en fonte à fourche, servant de coussinets pour les trois galets sur lesquels repose le faisceau pendant sa construction. Le galet central est placé à 6 pouces ($0^{m}152$) en dehors de

l'axe de la selle, l'axe de la selle à 7 pouces (0^m178) en dehors de l'axe de la plaque en fonte où posent les galets, et l'axe de cette dernière à 12 pouces (0^m305) en dehors de l'axe de la tour, Tous trois sont dans la direction de la rive.

Nous donnons, fig. (20), une élévation au sommet d'une des tours; on voit les positions relatives des axes de la tour, de la selle et de la plaque de fonte, ainsi que le mode d'attache des haubans.

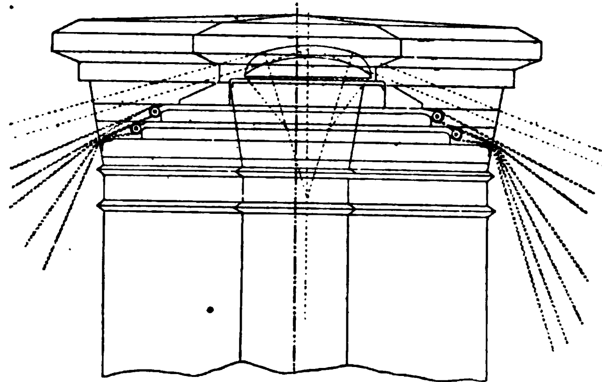


Fig. (20). Sommet d'une tour.
Echelle $\frac{1}{72}$.

Cette précaution a pour but de se mettre en garde contre le mouvement possible de la selle du côté de la rivière, et pour que l'intersection de la résultante des efforts de compression avec la base de la tour, à la fondation, ne soit rejetée plus loin de l'axe, comme cela se produirait naturellement, en raison de la différence d'inclinaison de la partie du câble entre la pile et l'ancrage, et de la partie entre les deux piles. On verra par la suite que ce mouvement n'excède pas deux pouces (0^m051).

Les sections des massifs d'ancrage, bâtis en pierres calcaires avec des arêtes en granit, sont, à la fondation, de 132 × 119 pieds 4 pouces ($40^m233 \times 36^m373$), au niveau du sol, de 124 × 111 pieds ($37^m794 \times 33^m832$) et au niveau supérieur, de 117 × 104 pieds ($35^m661 \times 31^m699$). Sur le front, ces largeurs indiquées ont 10 pieds (3^m048) en moins. Deux arches relient les 3 piles de maçonnerie dans lesquelles les maillons des chaînes d'ancrage sont emprisonnés.

La fig. (21) représente l'élévation d'une pile d'ancrage. La hauteur totale de l'ancrage au-dessus des hautes eaux est, vue de face, de 89 pieds (27^m127), avec une pente de 3 $\frac{1}{4}$ pieds p. 0/0 vers le terrain (environ $\frac{1}{30}$).

Les chaînes d'ancrage sont formées de deux rangées superposées de barres à œils.

Dans la projection verticale, ces deux rangées sont composées de dix chaînons, disposés de telle sorte que les deux premiers, partant de la plaque d'ancrage,

fig. (22, 23, 24, 25), sont verticaux; les six suivants forment un quart de cercle, et les deux autres sont verticaux. Les chaînons de la rangée supérieure contiennent 18 barres à œils, et ceux de la rangée inférieure contiennent 20 barres. Les sections de ces barres décroissent, depuis les derniers chaînons horizontaux jusqu'aux derniers chaînons verticaux, de 3 × 9 pouces (0m076 × 0m229) à 3 × 7 pouces (0m076 × 0m178). Les chevilles diminuent aussi proportionnellement de 7 à 5 pouces (0m178 à 0m127) de diamètre.

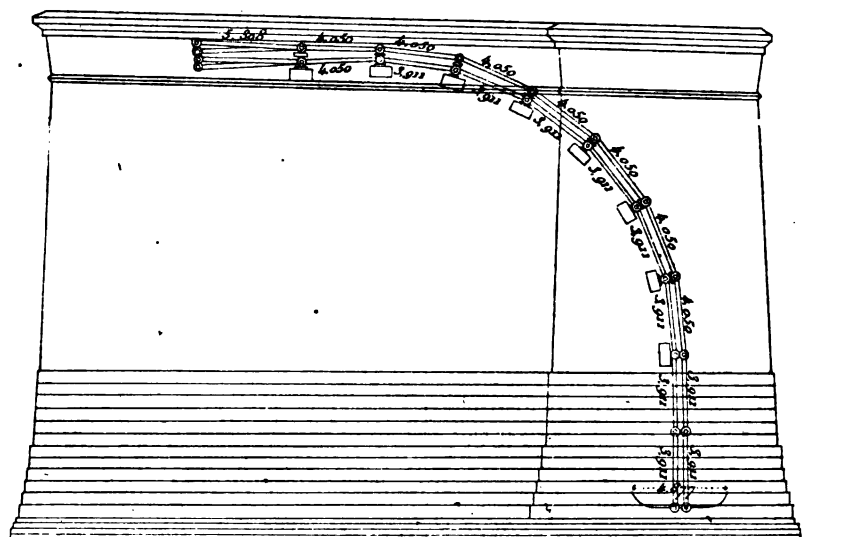


Fig. (21) Elévation d'une pile d'ancrage.
Echelle $\frac{1}{72}$.

La fig. (14) montre, du côté de l'élévation, le couple supérieur de barres à œils des derniers chaînons, auxquelles les faisceaux sont attachés. Les chiffres, fig. (14), inscrits entre ces barres, indiquent l'ordre dans lequel les faisceaux sont faits successivement.

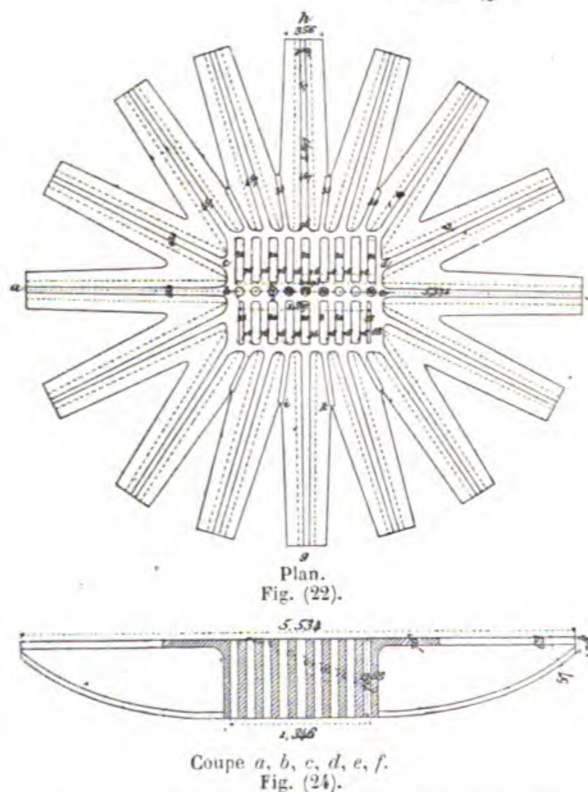
A environ 10 ou 12 pieds (3m048 à 3m610) du sabot, les deux brins dormant et courant d'un faisceau sont réunis, et tous les faisceaux, avant de quitter la maçonnerie, sont serrés ensemble de façon à prendre la forme ronde d'un câble, et occupent les positions indiquées, fig. (11).

Les câbles émergent de l'ancrage en cylindre compacte, à huit pieds (2m438) au-dessus du niveau du pont.

Une partie essentielle, dans l'ancrage des faisceaux, est le sabot, fig. (12, 13). Il doit être très-résistant, afin de réduire au minimum la largeur de la chaîne. Pour résister à la pression du faisceau, qui agit sur lui comme une pince, le sabot

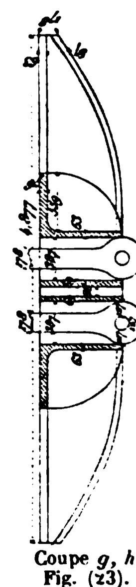
est d'un seul morceau, en forme de maillon, dans le vide duquel il faut laisser une longueur suffisante qui permette de régulariser la longueur du faisceau. Les avantages qu'offre le sabot sont variés. Il accroît le diamètre de la courbe que contourne le faisceau, et il le maintient solidement entre ses ailes, empêchant tout glissement. En transportant le faisceau de sa position temporaire à sa position définitive, le sabot est particulièrement d'une grande utilité, puisque tous les efforts de tiraillement, dans cette manœuvre, sont faits sur le sabot, sans toucher au faisceau dont les fils sont ainsi préservés de tout dommage ou déplacement.

PLAQUE D'ANCRAGE.
Echelle $\frac{1}{72}$.



Plan.
Fig. (22).

Coupe *a, b, c, d, e, f.*
Fig. (24).



Coupe *g, h.*
Fig. (23).



Coupe *i, k.*
Fig. (25).

Dans sa position première, le sabot repose sur la « jambe », dont nous allons ici donner la description, bien qu'elle ne soit que d'un usage temporaire:

La jambe, employée pour l'ancrage, est une pièce de fonte de 12 à 13 pieds (3^m657 à 3^m692) de longueur. Elle est terminée en avant par une encoche dans laquelle entre la cheville d'ancrage, et en arrière par un talon en fonte sur lequel est le sabot. La fig. (15) montre l'élévation latérale de la jambe dans sa position

sur la barre d'ancrage, et les fig. (16, 17) la représentent, vue en plan et par bout. Afin d'éviter que l'extrémité d'arrière ne s'élève et ne suive l'impulsion du faisceau, une cheville traverse les flancs, à cheval sur la barre à œils.

Un point important, quand on construit la jambe, est de déterminer sa longueur. Le moyen le plus sûr et le meilleur est de l'essayer en opérant d'abord avec le guide-fil, et ensuite avec le faisceau. Le guide-fil est soulevé de la selle dans les galets, et les deux extrémités sont tirées jusqu'à ce qu'il atteigne l'élévation que doivent avoir les faisceaux. Les distances qu'ont parcourues les extrémités, dans cette manœuvre, donnent la longueur des jambes.

Cependant il est souvent désirable d'avoir les jambes toutes fondues avant de faire cet essai qui occasionne toujours une perte de temps. En ce cas, cette mesure doit être déterminée par le calcul.

Par conséquent le problème est le suivant :

Un fil, fixé en m m et supporté en g g, prend la forme d'une courbe $m\,g\,g\,m$, dont la flèche est f. On suppose qu'il n'existe pas de frottement aux points g ; donc les trois parties prennent un état d'équilibre stable et la tension dans le fil, des deux côtés d'un point g, est la même. Si les supports g sont élevés à g_1 et les points m mis en mouvement sur une horizontale jusqu'en n, le fil, fig. (26), prendra

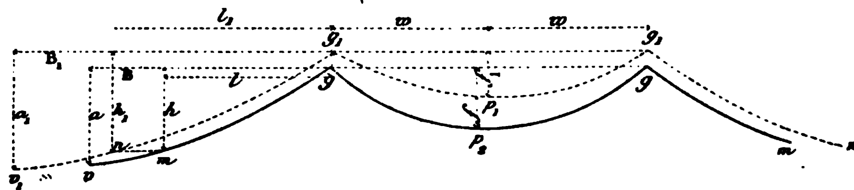


Fig. (26)

la position de la courbe pointillée avec une nouvelle flèche déterminée f_1. La distance m n est l'inconnue de la question. Il sera d'abord nécessaire de calculer la longueur de tout le fil dans sa première position, ou, comme la courbe est symétrique par rapport à la ligne centrale, la moitié de sa longueur : $m\,g + g\,p_2$.

Si le fil, dans sa composition, était absolument homogène, il pendrait en courbe de chaînette. Cela n'étant pas le cas, nous avons le droit de supposer que le poids est également distribué sur la projection horizontale de la courbe, ou, en d'autres termes, qu'elle forme une parabole. Cette supposition est d'autant plus juste que le câble en projet est chargé uniformément et d'un poids assez considérable pour que les différences entre son propre poids, calculé par pied courant, et les projections horizontales, puissent être négligées.

Le point m est un point de la parabole, qui, si elle est prolongée, aura son

sommet en v. Prenant le point v comme origine de coordonnées, et appelant les coordonnées de g : a et B, celles de m : $(a - h)$ et $(B - l)$, nous aurons d'abord comme première condition :

$$\frac{B^2}{a} = \frac{(B - l)^2}{a - h}. \tag{1}$$

L'égalité des tensions sur chaque côté de g donne la seconde condition :

$$\frac{\sqrt{B^2 + 4\,a^2}}{2\,a}\,B\,q_1 = \frac{\sqrt{w^2 + 4\,f^2}}{2\,f}\,w\,q.$$

q et q_1 indiquent les poids du fil, par unité de longueur, au milieu de la portée et aux extrémités du fil. La tension actuelle étant sans importance, nous prenons q égal à 1, et q_1 comme conséquence de la courbure plus raide, égal à 1,01.

w = moitié de la portée centrale = 799,65 pieds (243m613) ;

f = flèche = 121 pieds (36m880).

Le second membre de cette dernière équation est égal, par conséquent, à une constante T, et nous pouvons écrire

$$\frac{\sqrt{B^2 + 4\,a^2}}{2\,a}\,B\,q_1 = T. \tag{2}$$

Par la résolution des équations (1) et (2), nous trouvons les distances inconnues a et B.

Il s'ensuit que :

$$a = \frac{B^2\,h}{2\,B\,l - l^2},$$

$$B = \frac{l^3}{2\,(l^2 + h^2)} \pm \sqrt{\frac{\frac{h^2\,T^2}{q_1^2} - \frac{l^4}{4}}{l^2 + h^2} + \left(\frac{l^3}{2\,(l^2 + h^2)}\right)^2}.$$

Les valeurs de l, h et T, dans notre cas, sont :

l = 952,54 (290m325),
h = 188,3 (57m392),
T = 2,760,8 (831m470) ;

ce qui donne :

a = 188,48 (37m451),
B = 983,3 (299m705).

Avec la position du sommet v, déterminée par a et B, nous pouvons maintenant exprimer la longueur s de la courbe $m\,g + g\,p_2$ dans une formule :

$$s = w\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f}{w}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{f}{w}\right)^4\right\} + \mathrm{B}\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a}{\mathrm{B}}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a}{\mathrm{B}}\right)^4\right\} - $$
$$- (\mathrm{B} - l)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a-h}{\mathrm{B}-l}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a-h}{\mathrm{B}-l}\right)^4\right\} \text{(1)}.$$

$a - h$ étant très-petit, le dernier membre peut être simplifié et devient $\mathrm{B} - l$, sans qu'il y ait une grande erreur. Nous trouvons donc :

S = 1,787.74 pieds (544^{m}889).

Le fil dans la position supérieure forme la courbe $n\ g_1\,p_1$, dont la longueur est aussi égale à s (négligeant ainsi l'allongement auquel le fil est sujet sous la tension plus grande), d'où

$$w\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f_1}{w}\right)^2 - \frac{2}{3}\left(\frac{f_1}{w}\right)^4\right\} + \mathrm{B}_1\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a_1}{\mathrm{B}_1}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a_1}{\mathrm{B}_1}\right)^4\right\} - (\mathrm{B}_1 - l_1) = s. \qquad (3)$$

Dans cette équation sont les trois valeurs inconnues a_1, B_1 et l_1; il nous faut donc conséquemment, pour résoudre le problème, deux autres équations, et nous les trouverons en exprimant par équations que la tension de deux courbes doit être la même et que n est un point de la parabole $v_1\,g_1$:

$$\frac{\sqrt{\mathrm{B}_1^2 + 4\,a_1^2}}{2\,a_1}\,\mathrm{B}_1\,q_1 = \frac{\sqrt{w^2 + 4\,f_1^2}}{2\,f_1}\,w\,q = \mathrm{T}_1 \qquad (4)$$

$$\frac{\mathrm{B}_1^2}{a_1} = \frac{(\mathrm{B}_1 - l_1)^2}{a_1 - h_1}. \qquad (5)$$

---

(1) *Nota.* — Cette formule donne approximativement la longueur cherchée. La formule exacte de cette longueur est la suivante

$$s = \frac{p}{2}\left\{\sqrt{\frac{2f}{p}\left(1 + \frac{2f}{p}\right)} + \mathrm{Log.}\left(\sqrt{\frac{2f}{p}} + \sqrt{1 + \frac{2f}{p}}\right)\right\} + \frac{p_1}{2}\left\{\sqrt{\frac{2a}{p_1}\left(1 + \frac{2a}{p_1}\right)} + \right.$$
$$\left. + \mathrm{Log.}\left(\sqrt{\frac{2a}{p_1}} + \sqrt{1 + \frac{2a}{p_1}}\right)\right\} - \frac{p_1}{2}\left\{\sqrt{\frac{2(a-h)}{p_1}\left(1 + \frac{2(a-h)}{p_1}\right)} + \mathrm{Log.}\left(\sqrt{\frac{2(a-h)}{p_1}} + \right.\right.$$
$$\left.\left. + \sqrt{1 + \frac{2(a-h)}{p_1}}\right)\right\}$$

dans laquelle $p = \frac{w^2}{a\,f}\ p_1 = \frac{\mathrm{B}^2}{2\,a} = \frac{(\mathrm{B} - l)^2}{2\,(a - h)}$.

Pour des courbes planes, ces deux formules sont presque identiques ; en tout cas, dans les circonstances qui nous occupent, l'erreur commise est plus petite que $\frac{1}{1000}$ de pied.

Dans les trois dernières équations :

$f_1 = 66$ pieds (20^{m}116),
$h_1 = h + g\ g_1 = 190{,}42$ (58^{m}039,
$T_1 = 4{,}909.8$ (1,493^{m}336),
w_1, q et q_1 ont les valeurs précédentes ;

si nous les introduisons, il suit que :

$B_1 = 1{,}406.05$ (428^{m}554),
$a_1 = 210.07$ (140^{m}091),
$l_1 = 964.65$ (294^{m}010),

d'où $m\,n = l_1 - l = 964.65 - 952.55 = 12.1$ pieds
(294^{m}010 — 290^{m}325 = 3^{m}695),

représentant la longueur de la jambe. En raison d'une traction un peu plus grande sur les cordes de berceau qu'elle n'avait été prévue, la flèche de 66 pieds (20^{m}116), citée plus haut, a été légèrement accrue, afin de suspendre le faisceau plus convenablement pour l'homme chargé de le régler.

Cela a nécessité une longueur un peu moins considérable de la jambe que celle qui avait été calculée et qui, en dernier ressort, a été fixée à 11 pieds 10 $\frac{3}{4}$ pouces (3^{m}625).

II. — Constructions auxiliaires

I. La corde voyageuse. — La « corde voyageuse » consiste en une corde de fils d'acier de $\frac{3}{4}$ de pouce (0^{m}018) qui forme une corde sans fin passant sur certaines roues et poulies placées à chaque ancrage.

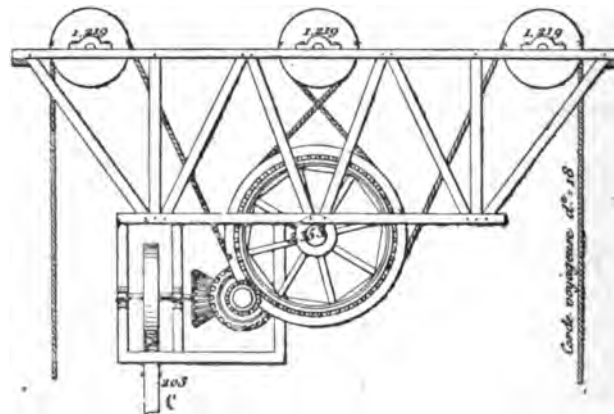


Fig. (27) Commande de la corde voyageuse.
Echelle $\frac{1}{120}$.

La fig. (27) montre sa disposition sur la rive de Brooklyn. La corde s'enroule d'abord deux fois autour d'une double poulie à gorge de 11 pieds (3^m353) de diamètre, appelée « poulie conductrice », puis autour de deux plus petites, dénommées « poulies-guides », destinées à maintenir les brins de la corde à la distance requise l'un de l'autre. Deux poulies semblables agissent de la même façon sur la rive du côté de New-York; elles sont placées dans un cadre mobile, qui permet de régler la tension de la corde. La poulie conductrice a sur sa circonférence un engrenage conduit par un pignon de 15 pouces (0^m381) de diamètre. Sur l'arbre de ce pignon est calée une roue d'angle, engrenant avec deux autres roues coniques, rendues alternativement folles ou fixes par l'intermédiaire d'un levier. Le mouvement de la roue conductrice et de la corde voyageuse peut ainsi être renversé. Une poulie de 3 pieds (0^m914), clavetée sur l'arbre de ces roues d'angle, reçoit son mouvement, au moyen d'une courroie de 8 pouces (0^m203), d'un autre arbre horizontal qui court le long de la face de l'ancrage, et qui est mis en communication par une courroie de 16 pouces (0^m406) avec une machine à vapeur placée sur un chantier au-dessous. La courroie de 8 pouces (0^m203) est lâche sur la poulie et est rendue adhérente par des poulies de frein qui permettent de mettre la corde voyageuse en mouvement, ou de l'arrêter sans que la machine soit elle-même arrêtée.

Le cylindre de la machine a 12 pouces (0^m305), avec un piston de 24 pouces (0^m610), qui reçoit une pression de 60 à 75 livres (27 à 34 kilog.) de vapeur, et fait environ 70 courses par minute. Cela correspond à une vitesse de 4 $\frac{2}{10}$ pieds (1^m280) par seconde pour la corde voyageuse, qui accomplit ainsi son voyage d'un ancrage à l'autre en 14 minutes. La fabrication des quatre câbles se fait simultanément. Dans ce but, il y a deux transmissions, correspondant chacune à deux câbles et commandant deux rouets voyageurs. La puissance est donnée par le même moteur à vapeur. Pendant son voyage d'un ancrage à l'autre, la corde voyageuse est guidée sur les tours et sur chaque berceau par des galets convenablement placés. Le « rouet voyageur » est attaché à la corde voyageuse.

Ce « rouet voyageur » est une roue légère en bois de 5 pieds (1^m524) de diamètre, avec une rainure de zinc dans laquelle entre le fil pendant la traversée; le rouet est attaché à la corde voyageuse par une petite pièce en fer recourbée en col de cygne, qui permet le passage libre de la corde sur tous les galets des supports. Une tringle de fer terminée par une masse pesante, fixée au moyen du rouet, le maintient dans sa position verticale et empêche qu'elle soit renversée par le vent. Chaque corde voyageuse porte deux rouets voyageurs, placés de façon à ce que, l'un étant à la rive d'ancrage de New-York, l'autre soit à celle de Brooklyn. Quand, par exemple, le rouet de gauche porte un fil de Brooklyn à New-York,

celui de droite s'en va vide dans la direction opposée. Quand ce dernier arrive à l'ancrage de Brooklyn, la roue conductrice est arrêtée, un fil est posée sur ce rouet, et le mouvement de la corde voyageuse est renversé.

Les autres moyens employés pour la pose des fils consistent dans l'emploi des tambours à fils, au nombre de 32, soit 8 pour chaque câble ; leur principal objet est de servir de réservoir de fil prêt à être mis en branches. Chaque tambour a 8 pieds 2 pouces ($2^{m}489$) de diamètre, 15 pouces ($0^{m}381$) de largeur et peut contenir environ 50,000 pieds ($15,000^{m}$) de fil, quantité suffisante pour six ou sept voyages du rouet voyageur. Ces tambours, fig. (28), sont pourvus d'un frein, au moyen duquel la flèche à donner au brin courant peut être régularisée. Il faut que le fil soit enroulé serré sur le tambour, autrement l'action du frein serait sans effet. Aussi la bobine de fil est-elle placée d'abord sur une plus petite roue, fig. (29), et

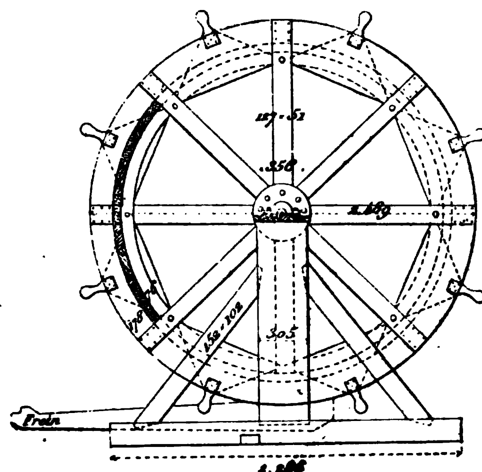


Fig. (28) Tambour à fils.

Echelle $\frac{1}{48}$

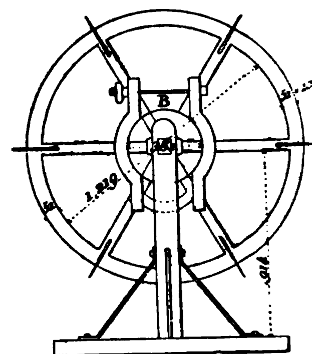


Fig. (29)
Echelle $\frac{1}{36}$

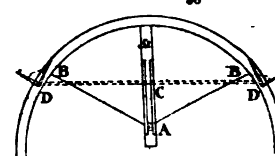


Fig. (30)

ensuite dévidée sur le grand tambour sous une tension considérable, produite par le frein B sur les bras du petit tambour. Deux petites pointes mobiles placées latéralement, fig. (30), permettent de placer le fil et de le maintenir ensuite en place.

II. Berceaux et cordes de berceau. — Les berceaux servent à diverses fins. Leur but principal est, ainsi que nous l'avons dit dans la description générale, de supporter des plates-formes pour les hommes qui s'y tiennent pour disposer les fils convenablement dans le faisceau, et les régler convenablement. Ils sont aussi nécessaires comme supports auxiliaires des cordes travailleuses, et comme moyens

BERCEAU

Echelle $\frac{1}{72}$

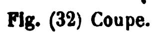


Fig. (31) Elévation.

Fig. (32) Coupe.



(Fig. 33) Plan.

de précaution contre le déplacement des fils par le vent. Enfin, ils servent à répartir de chaque côté d'une barre fixe les brins courants et les brins dormants qui doivent former le câble, en tâchant de les disposer en deux demi-cylindres.

Il y a en tout cinq doubles berceaux, trois sur la travée du milieu, et un sur chaque travée latérale. Par la raison que les câbles sur les travées latérales ne pendent pas parallèlement à l'axe du pont, mais se rapprochent de l'ancrage vers la tour, les berceaux simples ont différentes longueurs, ceux de la travée principale ayant 7 pieds (2m134) de plus que ceux des travées latérales. Les fig. (31, 32, 33) montrent l'un de ces derniers.

Ils sont tout en chêne et consolidés par de légères tringles de fer. La plus grande partie de la plate-forme consiste en un grillage en fer, laissant libre passage au vent, auquel ils sont dangereusement exposés dans le sens vertical.

Les câbles qui supportent les berceaux consistent en cordes d'acier de $2\frac{3}{8}$ pouces (0m060), d'une force maxima de 180 tonnes chaque. Une des cordes appartient en même temps à la suspension de la passerelle, et a $2\frac{5}{8}$ pouces (0m066) de diamètre, et peut porter 240 tonnes. Le poids sur chaque corde de berceau est le suivant :

Son propre poids (9 livres par pied)...........	14.580 livres	(19 kilog. par mètre courant)		6,613k91
Moitié du poids de 3 berceaux simples........	6,000	—	—	27,21k60
Corde voyageuse.......	600	—	—	272k16
Six ouvriers, environ....	960	—	—	435k45
	22,140			10,043k12

La flèche est de 73'3" (22m326), et la plus grande tension dans la corde, est :

$$22,140\ \frac{\sqrt{800^2 \times 4 \times 73.25^2}}{4.73.25} = 61,000 \text{ livres} = 30\tfrac{1}{2} \text{ tonnes}$$ (27,669 kilog. près de 30 tonnes), ce qui donne un coefficient de sécurité de 5.8.

Sur le sommet des tours, les cordes de berçeau reposent sur des blocs en bois et, à chaque ancrage, elles sont attachées à des barres d'ancre au moyen de pièces en fer forgé et d'étriers, comme on le voit dans les fig. (34, 35 et 36).

III. La passerelle. — La passerelle n'a pas une utilité directe dans la fabrication proprement dite du câble, mais ses services sont tels que, pour la construction de grands câbles, son érection est d'une absolue nécessité. Toutes les passerelles employées par l'ingénieur Roebling père, étaient construites sur le modèle des ponts suspendus ; elles consistaient en une plate-forme suspendue à deux câbles. C'est à l'auteur de la brochure que nous traduisons ici, qu'est due l'idée de placer la plate-forme directement sur les câbles ; il fut guidé par cette considération

qu'un pont parallèle au faisceau permettrait au régulateur de le surveiller en tous ses points, que l'accès aux berceaux serait aisé, et que cela formerait une plate-

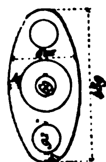


Fig. (34)

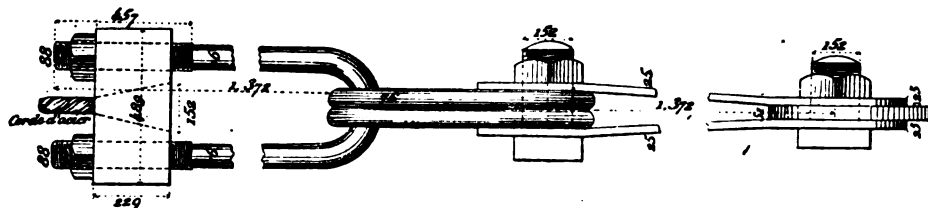


Fig. (35)
Echelle $\frac{1}{24}$

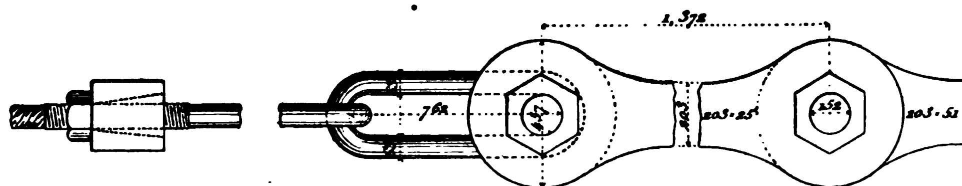


Fig. (36)

forme plus rigide, qui souffrirait probablement moins de la violence des ouragans terribles qui font rage presque chaque semaine sur l'East River. En partie pour ces raisons, mais plus particulièrement pour la facilité de la navigation, l'ingénieur en chef adopta ce plan, qui fut appliqué.

PASSERELLE

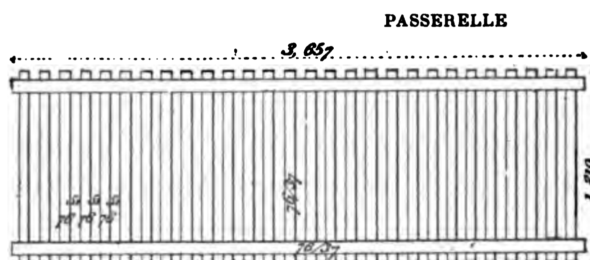


Fig. 37.
Echelle $\frac{1}{48}$

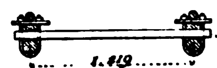


Fig. 38

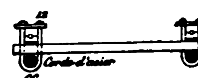


Fig. 39

Le plancher de la passerelle, fig. (37), est formé de madriers en chêne de 3 pouces × 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0^{m}076 × 0^{m}058) sur 4 pieds (1^{m}219) de long. Ces solives sont à deux pouces (0^{m}051) l'une de l'autre et clouées à deux longrines longitudinales d'égale dimension. Le plancher est décomposé en portions de douze pieds (3^{m}657) de long et repose sur les cordes principales de la passerelle, auxquelles il est fixé au moyen de petits étriers et d'écrous, fig. (39). Les principaux câbles de la passerelle consistent en cordes d'acier de 2 $\frac{5}{8}$ pouces (0^{m}066) ayant chacune une force maxima de 240 tonnes. Elles sont renforcées par deux cordes auxiliaires de

1 $\frac{3}{4}$ pouce (0^m043) et 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0^m031) de diamètre, la corde la plus lourde étant du côté qui supporte aussi les berceaux. Les liaisons de ces cordes avec le le plancher sont indiquées, fig. (38).

Les fig. (34, 35, 36) montrent l'ancrage des cordes de la passerelle.

La pièce qui reçoit l'extrémité de la corde est faite du fer forgé le plus dur, contrairement à l'usage adopté qui est de la faire en fonte. Cette précaution a été prise pour éviter tout danger de rupture, ce qui, dans un cas comme celui qui nous occupe, serait suivi des plus grands malheurs.

Pour défendre la passerelle contre les ouragans, on a construit avec des cordes de 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0^m031) des paraboles dont les branches sont en sens inverse de celles des câbles, et qui s'attachent aux tours. Des tirants inclinés parallèles joignent ces cordes paraboliques aux câbles, fig. (18). A ces « cordes d'ouragan » sont joints un certain nombre « de haubans d'ouragan » qui, de la tour, s'étendent jusqu'aux premiers berceaux. Sur les travées latérales, les « tirants d'ouragan » sont ancrés dans le sol. Ce système de contreventement a donné les meilleurs résultats, car, même après de violentes tempêtes, le mouvement de la passerelle s'est résumé en un déplacement latéral insignifiant.

Le poids maximum agissant sur un câble de la passerelle est de 62123 livres (28,178 kilogrammes), créant une tension d'environ 86 tonnes à laquelle résistent les forces réunies des cordes de 2 $\frac{5}{8}$ pouces (0^m066) et 1 $\frac{3}{4}$ pouce (0^m043) qui pourraient suporter 318 tonnes ; d'où un coefficient de sécurité de 3.7.

Toutes les cordes pour la passerelle, les berceaux, etc., ont été fabriquées dans la manufacture des ingénieurs « Les fils de John A. Roebling, à Trenton, New-Jersey. »

Les cordes de la passerelle furent d'abord suspendues avec une flèche de 64.4 pieds (19^m608) qui s'accrut à 74.2 pieds (22^m606), quand le poids y fut attaché à un pied (0^m308) de plus que les prévisions : cet accroissement de flèche correspond à un allongement de 2.26 (0^m689) dans toutes les cordes ou à $\frac{1}{11500}$ de la longueur, par pouce carré (525 millim. carrés) de section et par tonne de tension.

L'érection de toutes ces constructions a été une tâche aussi difficile que périlleuse, si l'on pense que le point le moins élevé est à 200 pieds (60^m960) du niveau de l'eau, et que 100 barques ou bateaux de tous genres traversent, par heure, l'emplacement du pont.

La première corde transportée d'une rive à l'autre fut une des voyageuses. Mise en pelotte sur un dévidoir, on la plaça sur un bac au pied de la tour de Brooklyn. Un des bouts fut hissé au haut de la tour et porté de là à l'ancrage de Brooklyn, où il fut attaché provisoirement au milieu de la longueur de la corde. Le bac fut ensuite conduit vers l'autre tour en laissant tomber la corde au fond de la

rivière ; le reste de la corde fut alors dévidé et l'extrémité, après avoir été hissée sur la tour, fut fixée à un tambour mû par une machine à vapeur. L'observation montra que, presque chaque jour, une coïncidence fortuite de circonstances tenait pendant 6 à 7 minutes la ligne au-dessous du pont débarrassée de vaisseaux. On profita d'un de ces intervalles et, dans l'après midi du 14 août 1876, un coup de canon donna le signal pour couper l'amarre provisoire sur le chantier de Brooklyn et mettre la machine en mouvement. Quatre minutes après, la corde vint au-dessus de l'eau, et en six minutes elle fut suspendue au-dessus des plus hauts mâts, laissant le passage libre ; elle formait le premier lien entre les cités de New-York et de Brooklyn. Si simple qu'elle fût, cette opération amena la plus grande animation et le plus grand intérêt parmi la population ; des milliers de spectateurs s'étaient portés sur les rives.

Il sembla qu'à ce moment tous les doutes sur la possibilité d'érection et la stabilité postérieure du pont s'évanouirent comme une fumée, et que l'établissement du pont d'East River fut considéré comme un fait accompli.

L'autre moitié de la corde voyageuse fut posée de la même façon et les deux extrémités, transportées à l'ancrage de New-York, y furent épissées, constituant ainsi la corde sans fin.

Pour étendre la seconde corde voyageuse, on se servit de celle déjà en position. La nouvelle corde lui fut attachée et tirée par la machine à vapeur : on coupa ensuite ces attaches, ce qui fut fait par des ouvriers suspendus à la première corde voyageuse dans une cage consistant, fig. (40), en une plate-forme de 4 pieds

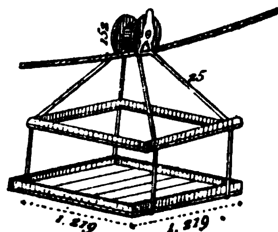


Fig. (40)

carrés (37^{dmq}16), suspendue par quatre tringles de fer à une poulie de 6 pouces (0^{m}152) courant sur la corde.

Une corde auxiliaire, appelée porteuse, de 1 $\frac{3}{4}$ pouce (0^{m}043) de diamètre, fut ensuite mise en place ; elle avait pour objet de porter le poids des cordes de la passerelle et des berceaux, qui était trop lourd pour être porté par la voyageuse. Cette porteuse fut élevée hors de l'eau d'après la première méthode. Les cordes de la passerelle et des berceaux furent mises en place ainsi qu'il suit : chaque corde

était atterrie à la tour de Brooklyn, ses extrémités soulevées, passées autour d'une poulie attachée à la voyageuse, et liées à une corde de chanvre fixée au tambour d'une machine à vapeur placée à l'ancrage de New-York.

Tous les 50 à 60 pieds (15 à 18 mètres), fig. (41 et 42) une suspension suppor-

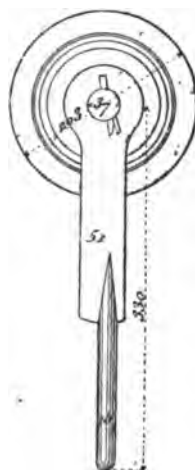


Fig. (41)

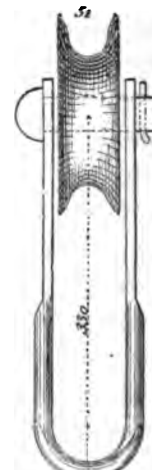


Fig. (42)

Echelle $\frac{1}{8}$

tait la corde; elle consistait en une agrafe à fourche sur laquelle reposait la corde. Cette agrafe était attachée à une poulie qui courait sur la corde porteuse. Ces suspensions furent ensuites enlevées, laissant la corde suspendue simplement à la porteuse.

Quand toutes les cordes furent placées, les berceaux furent élevés sur les tours et on les laissa glisser jusqu'à leurs positions respectives, où ils furent assujettis au moyen de ligatures solides.

La pose du plancher se fit en partant simultanément des deux ancrages et du centre de la travée principale. Ce travail ne demanda que peu de jours. Deux cordes légères, servant de garde-fous, furent ensuite placées et complétèrent la passerelle qui depuis a été traversée par des milliers de personnes.

IV. Le guide-fil. — Le guide-fil sert comme guide, ainsi que son nom l'indique, aux fils d'un faisceau qui lui est parallèle; ces fils, suspendus au guide, sont successivement ajustés dans le faisceau. C'est là un travail de quelques minutes, tandis que la pose du guide-fil exige des jours et quelquefois même des semaines: il est vrai qu'une fois ajusté, il guide tous les fils d'un même câble. Au commencement de chaque nouveau faisceau, il est plus long d'un pouce ou deux, par mesure de précaution, afin d'assurer une longueur suffisante, car il n'y a pas de remède

pour un faisceau trop court, tandis qu'il serait toujours facile de le raccourcir, s'il était trop long.

Le câble, qui d'abord pend parallèlement au guide-fil, occupe, quand le pont est terminé, une position beaucoup plus basse, motivée par le poids de la superstructure, etc. Cette dernière position doit être déterminée à l'avance, et, dans le cas d'East River, on s'est basé sur les considérations suivantes :

Les règlements administratifs exigent que le point le plus bas du pont, au milieu de la portée, ne soit en aucun cas à moins de 135 pieds (41^{m}147) au-dessus du niveau moyen des hautes eaux. Il est obligatoire de calculer et de déterminer exactement à l'avance la position du point de courbure maximum du câble, car une surélévation du câble n'accroîtrait pas seulement sa tension, mais aussi la pente du plancher qui s'élève déjà de 3 $\frac{1}{4}$ pieds (0^{m}996) pour 100.

Cette difficulté pourrait être surmontée en allongeant les suspensions, mais cela encore priverait le pont de l'avantage obtenu par les suspensions courtes, à savoir, une connexion rigide entre le câble et le plancher dans le centre de la travée, ce qui prévient les oscillations.

La flèche dans le pont achevé sera de 124,74 pieds (38^{m}019) au-dessous des plaques de selles, ou 127,64 pieds (38^{m}904) au-dessous du point d'intersection des deux tangentes, communes au câble et à la selle de chaque côté de la tour. Examinons maintenant les influences qui, agissant sur le câble, tendent à modifier son élévation au-dessus des hautes eaux. Elles sont variées :

1° Le poids de la superstructure produit un allongement des fils et, de là, un abaissement de la courbe dans toute sa longueur, et tend ainsi à augmenter la flèche.

2° Les haubans aident le câble, dans le voisinage des tours, à supporter une partie de sa charge, en produisant un soulèvement à ces endroits et une dépression de la partie centrale.

3° L'inclinaison sur la verticale, du côté de la travée centrale, de la résultante de compression, cause un mouvement de selles dans la même direction, jusqu'à ce que l'équilibre soit établi entre les tensions horizontales des câbles du côté du milieu et du côté de la rive. Ce déplacement produira un abaissement nouveau du câble dans la travée centrale, et un soulèvement dans les travées latérales.

4° Les câbles sont fabriqués dans un plan vertical, mais ensuite ils sont amenés, tirés dans une position inclinée qui motive un nouveau relèvement du sommet de la courbe centrale.

5° Les changements de température tendent alternativement à faire élever ou descendre le câble.

I. A l'égard du premier point : *l'allongement des fils*. — On a fait des expé-

riences nombreuses concernant l'allongement sous un certain poids. Le module d'élasticité était en moyenne 29,000,000, ce qui correspond à un allongement de $\frac{1}{14500}$ de sa longueur par tonne d'effort réel, et par pouce carré (6^{cmq} 541) de section.

2. *Effets des haubans.* — La méthode usuelle pour calculer la force des haubans consiste à supposer un certain poids également distribué sur chacun d'eux, et en calculant chacun selon la part proportionnelle du poids qu'il supporte, et l'angle que la verticale forme avec le hauban. Cette hypothèse repose sur une supposition incertaine de la proportion du poids que les haubans supportent réellement, et, en conséquence de cette incertitude, quelques ingénieurs ont condamné absolument leur emploi. Ils négligent cependant de prendre en considération que l'objet principal des haubans ne réside pas dans leur puissance comme supports, mais dans la rigidité qu'ils donnent au plancher. Si ce n'est par ce moyen, cette même rigidité ne peut être obtenue qu'au moyen de poutres lourdes et élevées, qui, bien que produisant un bon résultat, sont bien plus coûteuses, et de plus, ajoutent un bien plus grand poids et plus de prix aux câbles. Par conséquent, les haubans pour les grands ponts sont une économie.

La recherche suivante montrera quelle influence les haubans, chargés d'un certain poids, ont sur la forme du câble. Donc, en obligeant le câble à prendre la forme calculée, on forcera réciproquement les haubans à supporter un poids déterminé, c'est-à-dire que, de la forme du câble, on pourra déduire inversement la tension de chaque hauban. Par conséquent, la première objection contre l'application des haubans devient futile. Mais il y en a une seconde plus sérieuse, à savoir : que, sous l'influence de températures différentes, ils ne travaillent pas à l'unisson avec le câble. Cette objection est justifiée en grande partie, et différents avis ont été proposés pour surmonter la difficulté. E. W. Serrell propose de placer un levier faisant corps avec les selles des tours sur lesquelles posent les câbles, et d'attacher les haubans à une série de pivots placés sur ce levier, disposé de façon que ses mouvements compensent les différentes contractions ou dilatations des chaînes et haubans.

Charles Bender propose de faire d'une seule pièce la tige de suspension et le hauban, qui passerait dans ce cas sous un rouleau sous la poutre du plancher. Sans nul doute cette disposition est bonne, mais on pourrait peut-être y apporter une modification avantageuse, si, au lieu de faire la suspension et le hauban continus, on les attachait séparément à un levier, tournant sur un pivot, dont les bras seraient calculés de manière à transmettre au hauban et à la tige de suspension les proportions d'efforts convenables.

Les travées du pont de l'East River sont pourvues de joints, permettant la dila-

tation à l'extrémité des systèmes de haubans, et le mouvement résultant de ses effets dans les poutres de plancher compense les allongements et les contractions dans les haubans et dans le câble. Ceci est, cependant, dans le cas présent, plutôt le résultat d'un heureux concours de circonstances qu'une prévision inhérente au projet. Dans tous les cas semblables, il est donc préférable d'examiner le mouvement de certains points d'attache des suspensions, haubans et poutres de plancher sous différentes températures. Ces points étant communs aux trois parties, leurs positions définitives doivent résulter du mouvement de chaque partie séparée ; sinon, l'équilibre antérieur des forces est troublé, et l'une des parties est trop chargée ou ne travaille pas.

III. Mouvement des selles. — Ce fait se produit théoriquement quand la tension horizontale du câble sur l'un des côtés de la tour excède celle qui se produit sur l'autre côté. Mais le frottement des galets entrave ce mouvement, et réduit considérablement le déplacement de la selle. Toutes les formules du frottement sur les galets, telles qu'elles sont données dans les livres, sont basées sur la supposition qu'il s'opère en proportion directe du rayon des galets et de la compression. Mais elles ne concordent pas avec les expériences actuelles sur lesquelles seules on peut se reposer à peu près. En général, les connaissances sur le frottement des galets sont limitées et, par conséquent, les calculs concernant ce frottement sont plus ou moins sujets à erreur.

W. Nordling, dans son mémoire sur les piles en charpente métallique des grands viaducs, dit qu'en expérimentant sur des galets de dix centimètres de diamètre, il trouva que le frottement correspondant à une compression de 1000 kilog. était de 3 ½ kilog. Le résultat de quelques expériences faites par l'auteur était de 4.6 livres ($2^{k}086$) pour 1000 livres (454 kilog.) sur des galets de 2 pouces ($0^{m}051$), et de 5 livres ($2^{k}500$ environ) sur des galets de 1 pouce ($0^{m}025$). Des expériences très-complètes et très-importantes ont été faites par Shaler Smith sur le frottement dans les ponts tournants. (Voir Transactions of the American Society of Civil Engineers, August. 1874.) Il les fit sur onze ponts tournants différents et, sur chacun, il les répéta de 25 à 70 fois et trouva, comme moyenne, sur six ponts avec galets de 2 pieds 8 pouces ($0^{m}831$) de diamètre, que le frottement était de 6.7 livres ($2^{k}993$) pour 1000 livres (454 kilog.) de compression, et de 7.5 livres ($3^{k}401$), en moyenne, sur cinq ponts avec des galets de 1 pied 6 pouces ($0^{m}457$) de diamètre. Les galets, sous les selles du pont d'East River, ont 3 ½ pouces ($0^{m}088$) de diamètre ; le poids sur chaque selle est d'environ 1250 tonnes. Comparant ce cas avec les expériences de Shaler Smith, et supposant que le frottement s'accroîtra en raison inverse des diamètres des galets dans la proportion qu'il a

trouvée, le frottement sera de 9 ½ (4k309) à 10 livres (4k536) pour 1000 livres (454 kilog.)

IV. Inclinaison des câbles. — Les câbles étant déplacés de la position d'un plan vertical, dans le sens du pont, à celle d'un plan incliné, oblique au pont, ce changement produira un facteur négatif dans les causes de dépression.

En d'autres termes, cela élèvera le sommet des câbles extérieurs de 0.455 pieds (0m138) et celui des câbles intérieurs de 0.163 pieds (0m049). D'où il suit que les câbles peuvent être abaissés de cette quantité et la flèche de 127.64 pieds (38m904), indiquée plus haut, pourra être élevée à 128.095 pieds (39m042).

V. Changements de température. — Une différence de trois degrés Fahrenheit occasionne une chute ou une élévation de 1 pouce (0m025) au point le plus bas d'un câble de la portée centrale. Dans le calcul qui suit, on ne tiendra pas compte des changements produits par la chaleur ou le froid ; il suffit de se baser sur une certaine température fixe maxima, et nous supposons que la flèche donnée se produira à quatre-vingt-dix degrés Fahrenheit. Dans la construction, le guide-fil peut être corrigé selon la température du jour pendant lequel il est réglé.

Cette circonstance, que le mouvement des selles est inconnu d'avance, ou, en d'autres mots, que la longueur des câbles, du côté des ancrages et dans la portée centrale, n'est pas définie, rend impossible la solution exacte du problème. Mais en faisant certaines suppositions, dont l'exactitude devra être ensuite prouvée, nous pouvons procéder de deux manières :

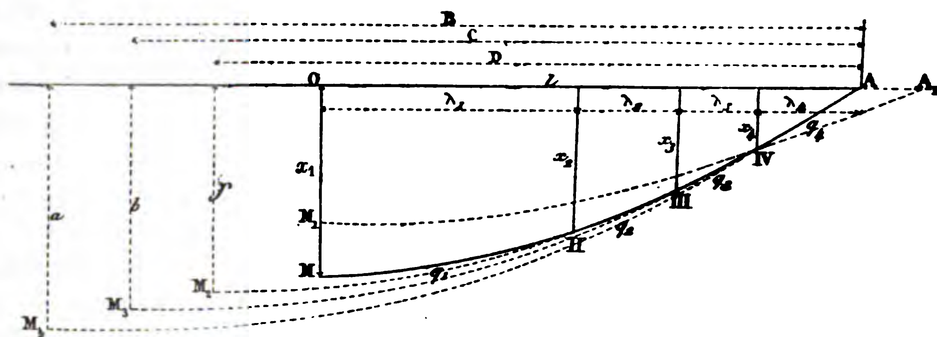


Fig. (43).

1° Supposer connue la position du guide-fil et admettre que, sous les différentes influences, il prendra une flèche de 128,095 pieds (39m042).

2° Supposer connue la position définitive des selles et leur déplacement, en tenant compte du relèvement du câble qui aurait lieu, si la superstructure était

retirée. La position supposée des selles doit ensuite être vérifiée, ce qui généralement exigera deux ou trois essais et tâtonnements du calcul. Nous procéderons selon la seconde méthode, et considérerons donc le problème suivant.

Soit A M la moitié du câble dans sa position définitive sur la portée $2\,l$ et sa flèche x_1, sous une charge uniformément et simétriquement répartie par pied courant; $q_1\ q_2\ q_3$ et q_4 étant les poids agissant dans les espaces $\lambda_1\ \lambda_2\ \lambda_3$ et λ_4. Le poids q_1 représente le poids de la superstructure par pied courant; $q_2\ q_3$ et q_4 les mêmes poids moins l'action des haubans, dans les espaces $\lambda_2\ \lambda_3\ \lambda_4$. Cette action est plus grande près de la tour, et diminue vers les haubans extrêmes, en raison de leur plus grande longueur et de leur plus petit angle. Pour simplifier, nous supposons seulement trois variations et considérons le poids également distribué entre deux points. Naturellement il change d'un hauban à l'autre, mais la variation est si petite que, pratiquement, elle ne produit pas d'effet et rendrait seulement les formules inutilement plus longues et plus embarrassantes.

Dans cette supposition, chaque partie comprise entre les points I et II, II et III, etc., est un arc d'une parabole qui, si elle est prolongée, aura son sommet en M, M_2, M_3, M_4 et les sommets en M, M_2, M_3 et M_4 correspondent à des portées l, D, C et B et aux flèches x_1, f, b et a. Appelant les ordonnées des points M, I, II, III et IV, par rapport à une ligne horizontale passant par A : $x_1\ x_2\ x_3\ x_4$, et la longueur de la courbe A M : S, nous aurons à déterminer les dix parties inconnues suivantes : S, x_2, x_3, x_4, B, C, D, a, b, f, et aurons par conséquent besoin de dix équations. Le système entier est un polygone suspendu en équilibre dont tous les côtés sont des segments de paraboles. Exprimant la longueur de la courbe entière avec les notations adoptées, nous aurons la première équation ; nous en obtiendrons trois de plus en exprimant la condition que les points II, III et IV sont des points de ces paraboles. Les efforts horizontaux dans chaque côté du polygone suspendu sont partout égaux ; ce qui nous donne trois autres équations. Enfin nous avons trois conditions, en exprimant que les tangentes aux points II, III et IV sont toutes communes aux deux paraboles. La longueur de la courbe A M est donnée par la formule suivante :

$$S = B\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a}{B}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a}{B}\right)^4\right\} - (B - \lambda_4)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a - x_4}{B - \lambda_4}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a - x_4}{B - \lambda_4}\right)\right\} +$$

$$+ (C - \lambda_4)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{b - x_4}{C - \lambda_4}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{b - x_4}{C - \lambda_4}\right)^4\right\}$$

$$- (C - \lambda_4 - \lambda_3)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{b - x_3}{C - \lambda_4 - \lambda_3}\right) - \frac{2}{5}\left(\frac{b - x_3}{C - \lambda_4 - \lambda_3}\right)^4\right\}$$

$$+(D-\lambda_4-\lambda_3)\left\{1+\frac{2}{3}\left(\frac{f-x_3}{D-\lambda_4-\lambda_3}\right)^2-\frac{2}{5}\left(\frac{f-x_3}{D-\lambda_4-\lambda_3}\right)^4\right\}$$

$$-(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)\left\{1+\frac{2}{3}\left(\frac{f-x_2}{D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2}\right)^2-\frac{2}{5}\left(\frac{f-x_2}{D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2}\right)^4\right\}$$

$$+\lambda_1\left\{1+\frac{2}{3}\left(\frac{x_1-x_2}{\lambda_1}\right)^2-\frac{2}{5}\left(\frac{x_1-x_2}{\lambda_1}\right)^4\right\}. \qquad (1)$$

Condition, que les points A et IV sont les points de la même parabole :

$$\frac{B^2}{a}=\frac{(B-\lambda_4)^2}{a-x_4} \qquad (2)$$

Les mêmes conditions pour les points III et II :

$$\frac{(C-\lambda_4)^2}{b-x_4}=\frac{(C-\lambda_4-\lambda_3)^2}{b-x_3} \qquad (3)$$

$$\frac{(D-\lambda_4-\lambda_3)^2}{f-x_3}=\frac{(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)^2}{f-x_2} \qquad (4)$$

Les égalités des forces horizontales donnent :

$$\frac{q_4 B^2}{2a}=\frac{q_3(C-\lambda_4)^2}{2(b-x_4)} \qquad (5)$$

$$\frac{q_4 B^2}{2a}=\frac{q_2(D-\lambda_4-\lambda_3)^2}{2(f-x_3)} \qquad (6)$$

$$\frac{q_4 B^2}{2a}=\frac{q_1 \lambda_1^2}{2(x_1-x_4)} \qquad (7)$$

La tangente au point II étant commune aux paraboles M II et II III on aura :

$$\frac{\lambda_1}{x_1-x_2}=\frac{D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2}{f-x_2} \qquad (8)$$

La même condition pour les points III et IV donnera :

$$\frac{D-\lambda_4-\lambda_3}{f-x_3}=\frac{C-\lambda_4-\lambda_3}{b-x_3} \qquad (9)$$

$$\frac{C-\lambda_4}{b-x_4}=\frac{B-\lambda_4}{a-x_4} \qquad (10)$$

La solution de ces dix équations semble d'abord laborieuse, mais peut être simplifiée beaucoup en introduisant les six inconnues auxiliaires suivantes :

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{(B-\lambda_4)^2}{B^2}=n\\
&\frac{q_1}{q_4}\frac{\lambda_1^2}{B^2}=m\\
&\frac{q_3}{q_4}\frac{(C-\lambda_4)^2}{B^2}=p\\
&\frac{q_2}{q_4}\frac{(D-\lambda_4-\lambda_3)^2}{B^2}=r\\
&\frac{(D-\lambda_5-\lambda_3-\lambda_2)^2}{(D-\lambda_4-\lambda_3)^2}=s\\
&\frac{(C-\lambda_4-\lambda_3)^2}{(C-\lambda_4)^2}=t
\end{aligned}\right\} \qquad (11)$$

De celles-ci, il suit :

$$\left.\begin{matrix}
a-x_4=n\,a & x_1-x_2=m\,a\\
b-x_4=p\,a & f-x_3=r\,a\\
f-x_2=r\,s\,a & b-x_3=t\,p\,a
\end{matrix}\right\} \qquad (12)$$

Substituant les équations (12) dans (1) cette dernière prend la forme :

$$\frac{a^2}{B}-\frac{3}{5}\frac{a^4}{B^3}-\frac{n^2\,a^2}{B-\lambda_4}+\frac{3}{5}\frac{n^4\,a^4}{(B-\lambda_4)^3}+\frac{p^2\,a^2}{C-\lambda_4}-\frac{3}{5}\frac{p^4\,a^4}{(C-\lambda_4)^3}-\frac{t^2\,p^2\,a^2}{(C-\lambda_4-\lambda_3)^3}+$$

$$+\frac{3}{5}\frac{r^2\,a^2}{(D-\lambda_4-\lambda_3)}-\frac{3}{5}\frac{r^4\,a}{(D-\lambda_4-\lambda_3)^3}-\frac{r^2\,s^2\,a^2}{(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)}+\frac{3}{5}\frac{r^4\,s^4\,a^4}{(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)^3}+$$

$$+\frac{m^2\,a^2}{\lambda_1}-\frac{3}{5}\frac{m^4\,a^4}{\lambda_1^3}=\frac{3}{2}(S-l) \qquad (1\,a)$$

Posant maintenant :

$$\frac{3}{5}\left\{-\frac{I}{B^3}+\frac{n^4}{(B-\lambda_4)^3}-\frac{p^4}{(C-\lambda_4)^3}=\frac{t^4\,p^4}{(C-\lambda_4-\lambda_3)^3}-\frac{r^4}{(D-\lambda_4-\lambda_3)^3}+\right.$$

$$\left.+\frac{r^4\,s^4}{(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)^3}-\frac{m^4}{\lambda_1^3}\right\}=v \qquad (13)$$

et :

$$\left\{\frac{1}{B} - \frac{n^2}{B-\lambda} + \frac{p^2}{C-\lambda_4} - \frac{t^2 p^2}{(C-\lambda_4-\lambda_3)} + \frac{r^2}{(D-\lambda_4-\lambda_3)} - \right.$$

$$\left. - \frac{r^2 s^2}{(D-\lambda_4-\lambda_3-\lambda_2)} + \frac{m^2}{\lambda_1}\right\} = u \qquad (14)$$

et, substituant ces valeurs dans (1a), nous arrivons à :

$$a^4 + a^2 \frac{u}{v} = \frac{3}{2v}(S - l), \text{ ou}$$

$$a = \sqrt{-\frac{u}{2v} + \sqrt{\frac{3}{2v}(S-l) + \left(\frac{u}{2v}\right)^2}} \qquad (15)$$

En combinant les équations (2 et 3) avec l'équation (10), on obtient :

$$\left.\begin{aligned} D &= \frac{q_1}{q_2}\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 + \lambda_4 \\ C &= \frac{q_1}{q_3}\lambda_1 + \frac{q_2}{q_3}\lambda_2 + \lambda_3 + \lambda_4 \\ B &= \frac{q_1}{q_4}\lambda_1 + \frac{q_2}{q_4}\lambda_2 + \frac{q_3}{q_4}\lambda_3 + \lambda_4 \end{aligned}\right\} \qquad (16)$$

Si ces valeurs de D, C et B sont substituées dans les équations (11), nous trouvons n, m, p, v, s, et t, et conséquemment nous avons dans (12), six équations du premier degré pour déterminer les six dernières inconnues. Celles-ci sont : b, f, x_2, x_3, x_4, et a ou x_1, selon la supposition préliminaire sur laquelle le calcul est basé. Si la flèche du guide-fil était donnée, on aurait la longueur S en tirant a de l'équation (15) ; enfin (16) donnerait x_1 inconnue. Si, d'un autre côté, x_1 est connu au commencement, nous tirerons a de l'équation (16), et S en substituant sa valeur dans (1 a).

Les valeurs numériques dans le cas présent, sont : $l = 799.55$ (243ᵐ698) ; $\lambda_1 = 399.77$ (121ᵐ847) ; $\lambda_2 = \lambda_3 = \lambda_4 = 133.26$ (40ᵐ617) ; $q_1 = 1212$ livres (549ᵏ757) ; $q_2 = 1024$ livres (464ᵏ474) ; $q_3 = 762$ livres (345ᵏ638) ; $q_4 = 180$ livres (81ᵏ647) ; $x_1 = 128.095$ (39ᵐ042).

La portée 2 l est égale à la distance entre les centres des tours, plus les distances entre celles-ci et les points d'intersection des tangentes.

Par le calcul trigonométrique, la première a été trouvée être de 1595.5 pieds (486ᵐ296), et deux mesures expérimentales, faites avec soin, en travers la passerelle,

par deux méthodes différentes, donnèrent pour la même distance 1595.3 (486^{m}236) et 1595.4 pieds (486^{m}265), ce qui prouve l'exactitude de chaque résultat. Dans ce calcul le nombre 1595.4 (486^{m}265) était pris comme la valeur moyenne. Le poids total à supporter par les haubans sera de 222,500 livres (100.920 kilog.) divisées de façon que, la première partie entre les points A et IV supporte 137,500 livres (62.369 kilog.), la seconde 60.000 livres (27.216 kilog.) et la troisième 25.000 livres (11.340 kilog.) Ces poids, déduits du poids total et réduits au pied courant, donnent les valeurs ci-dessus pour q_1, q_2, q_3, q_4.

En substituant ces valeurs dans l'équation (1), nous trouvons :

$$S = 812.467 \ (427^m631).$$

Maintenant supposons tout le poids retiré, quand la selle ira de A à A_1, le point M s'élèvera à M_1, et la courbe pointillée A_1 M_1, sera la position du guide-fil. Afin de trouver sa flèche h_1 nous devons connaître la longueur de A_1 M_1. Elle est égale à A M moins la contraction produite en retirant tout le poids dû câble et conséquemment toute tension.

Au point A la tension est un maximum, exprimé par :

$$q_4 \frac{B}{2a} \sqrt{B^2 + 4a^2} = 2892000 \text{ livres } (1.311.798 \text{ kilog.})$$

et en M au minimum

$$\frac{q_1 \lambda_1^2}{2(x_1 - x_2)} = 2794080 \text{ livres } (1.267.366 \text{ kilog.})$$

La moyenne entre ces deux tensions et la tension aux points I, II, et IV, est :

2.849.451 livres = 1.424,72 tonnes

Si q_1 était uniformément distribué sur tout le câble, c'est-à-dire, s'il n'y avait pas de haubans l'aidant à supporter la charge, la flèche x_1 serait de 125 pieds (38^{m}099) et la tension maximum en A serait de 3,237,858 livres (1,468,663 kilog.)

Ce chiffre comparé avec la plus grande tension ci-dessus, révèle ce fait curieux que, tandis que les haubans supportent $\frac{2}{9}$ de la charge totale, la tension dans le câble ne décroît que de $\frac{2}{17}$.

Appelant L la longueur du câble A_1 M_1, w sa section en pouces carrés, T la tension moyenne, en tonnes, du câble A M, nous trouvons L par la formule :

$$L + \frac{LT}{14500 - w} = 812.467 \ (247^m631)$$

T = 1424.72 tonnes ; w = 133.928 pouces carrés (864 centimètres carrés) d'où L = 811.871 (247^{m}449).

Si $A_1 O$, la portée du guide-fil, est appelé l_1, nous trouvons finalement sa flèche h_1, par la relation :

$$l_1 \left\{ 1 + \frac{2}{3}\left(\frac{l_1}{h_1}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{l_1}{h_1}\right)^4 \right\} = \mathrm{L}$$

$$h_1 = \sqrt{\frac{5}{6} l_1^2 \pm \sqrt{\frac{5}{2} l_1^4 \left(1 - \frac{\mathrm{L}}{l_1}\right) + \left(\frac{5}{6} l_1^2\right)^2}}$$

Nous avons supposé la distance AA_1 égale à 0.1 pied, d'où

$$l_1 = 799.55 + 0.1 = 799.65 \; (243^m728) \text{ et } h_1 = 121.926 \; (37^m173)$$

qui détermine la flèche du guide-fil dans le cas où la valeur donnée à $A A_1$ est exacte, ce qui arrive quand, tout en tenant compte du frottement des galets, les tensions horizontales des câbles de la rivière et des rives sont égales. Pour déterminer la dernière, un calcul semblable à celui pour le câble du milieu, doit être fait mais il suffira de considérer la charge supportée par les haubans comme également distribuée. Bien que cette supposition doive apporter une différence sensible dans la forme de la courbe, elle changera si peu le total de la tension horizontale que cela n'aura aucune importance comme valeur pratique, tandis que, d'un autre côté, cela simplifiera beaucoup les formules. A cause de l'incertitude dans la valeur exacte du frottement de roulement, il n'est pas absolument nécessaire d'être très-exact dans ce calcul.

Dans le diagramme, fig. (44), la courbe A R M indique le câble de rive placé de façon à équilibrer le câble du milieu avant d'être chargé. Si maintenant les poids q_1 et q_2 y sont suspendus, A ira en A_1 et la courbe prendra la position A_1 P M, M restant sur la même horizontale.

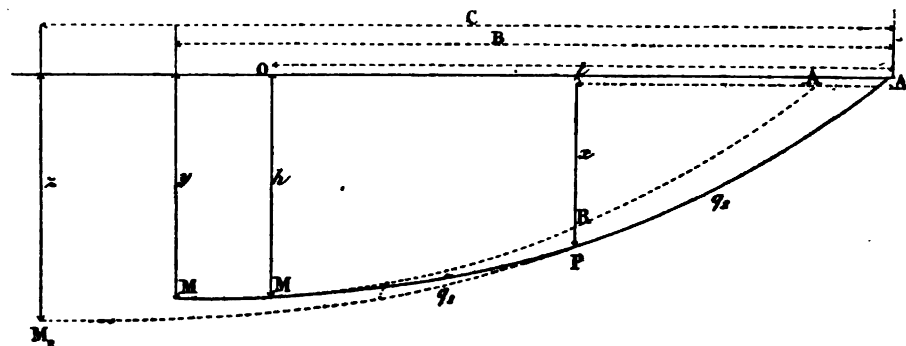


Fig. (44).

Notre tâche est de trouver une relation entre les abscisses et les ordonnées de la nouvelle courbe, ce qui nous permettra de déterminer la tension horizontale. La

tension moyenne dans la courbe A_1 P M doit être égale à celle du câble du milieu, et, comme nous connaissons la longueur A R M, nous connaissons aussi la longueur A_1 P M. Si M_1 et M_2 sont les points les plus bas des deux paraboles M P et P A_1, la longueur ci-dessus est ainsi exprimée par l'équation :

$$S = C\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{z}{C}\right)^2\right\} - (C - \lambda)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{z-x}{C-\lambda}\right)^2\right\}$$

$$+ (B - \lambda)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{y-x}{B-\lambda}\right)^2\right\} - (B - l)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{y-h}{B-l}\right)^2\right\}$$

ou :

$$\frac{z}{C} - \frac{(z-x)^2}{C-\lambda} + \frac{(y-x)^2}{B-\lambda} - \frac{(y-h)^2}{B-l} = \frac{3}{2}(S - l) \qquad (1)$$

Dans cette équation les plus hautes puissances des fractions $\frac{z}{C}$, etc., qui sont très-petites, ont été négligées, par la raison qu'il n'est pas besoin d'une plus grande exactitude. Les forces horizontales en A_1 et P devant être égales,

$$\frac{q_2 C^2}{z} = q_1 \frac{(B-\lambda)^2}{y-x} \qquad (2)$$

Au point P, les deux paraboles MP et PA_1 ont une tangente commune, on aura donc

$$\frac{C-\lambda}{z-x} = \frac{B-\lambda}{y-h} \qquad (3)$$

A ces trois équations doivent être ajoutées celles des deux paraboles qui composent toute la courbe :

$$\frac{(B-\lambda)^2}{(B-l)^2} = \frac{y-x}{y-h} \qquad (4)$$

$$\frac{C^2}{(C-\lambda)^2} = \frac{z}{z-x} \qquad (5)$$

Avec ces cinq équations, nous pouvons déterminer les cinq inconnues B, C, x, y et z.

De (5) et (2) il suit que :

$$z - x = \frac{C^2}{z}(C - \lambda)^2 \qquad (6)$$

$$y - x = \frac{q_1}{q_2}\frac{z}{C^2}(B - \lambda)^2 \qquad (7)$$

et en combinant l'équation (7) avec l'équation (4) :

$$y - h = \frac{q_1}{q_2} \frac{z}{C^2} (B - l)^2 \tag{8}$$

Il résulte de ces dernières équations que :

$$\left.\begin{aligned} B &= \frac{q_2}{q_1}(C - \lambda) + \lambda \\ y &= \frac{z}{C^2}(C - \lambda)(B - C) + z \\ x &= z - \frac{z}{C_2}(C - \lambda)^2 \end{aligned}\right\} \tag{9}$$

$$z = \frac{C^2 h}{2 l C - 2 l \lambda - \frac{q_1}{q_2} - (l - \lambda)^2 + \lambda} \tag{10}$$

Substituant les valeurs de $z - x$, $y - z$, $y - h$ et B dans l'équation (1) et posant $\frac{3}{2}(s - l) = m$, nous arrivons, après les réductions, à :

$$z^2 \Big\{ 3 l C^2 + C \left[\left(l - \lambda\right)^2 \left(3 - 3 \frac{q_1}{q_2}\right) - 3 l^2 \right] + \lambda^3\left(3 \frac{q_1}{q_2} - 2\right) + \lambda^2 l \left(3 - 6 \frac{q_1}{q_2}\right)$$

$$+ 3 \frac{q_1}{q_2} l^2 \lambda + \left(\frac{q_1}{q_2}\right)^2 \left(l - \lambda\right)^3 \Big\} = m\, C_4 \tag{11}$$

Plusieurs expressions dans (11) et (10) sont constantes, et nous posons, par conséquent, pour simplifier :

$$\left(l - \lambda\right)^2 \left(3 - 3 \frac{q_1}{q_2}\right) - 3 l^2 = N$$

$$\lambda \left(3 \frac{q_1}{q_2} - 2\right) + \lambda^2 l \left(3 - 6 \frac{q_1}{q_2}\right) + 3 \frac{q_1}{q_2} l \lambda + \left(\frac{q_1}{q_2}\right)^2 \left(l - \lambda\right)^3 = R$$

$$2 l \lambda - \frac{q_1}{q^2} (l - \lambda)^2 - \lambda^2 = p.$$

substituant la valeur de z dans (11), cette dernière prend la forme :

$$3 l C^2 + C N = \frac{m}{h^2} \left(4 l^2 C^2 - 4 l C p + p^2\right) - R$$

d'où il suit :

$$C = -\frac{N + \frac{4\,m}{h_2}\,l\,p}{6\,l - \frac{8\,m}{h^2}\,l^2}$$

$$\pm \sqrt{\frac{\frac{m\,p^2}{h^2} - R}{3\,l - \frac{4\,m}{h^2}\,l^2} + \left(\frac{N + \frac{4\,m}{h^2}\,l\,p}{6\,l - \frac{8\,m}{h^2}\,l^2}\right)^2}$$

La valeur de C une fois connue, il est aisé, au moyen des équations (9) et (10), de trouver B, x, y et z.

Les valeurs numériques des constantes sont, dans notre cas particulier :

$l = 952'65$ ($290^{m}362$), $h = 188'3$ ($58^{m}215$.)

$q_1 = 1212$ livres ($549^{k}757$) $q_2 = 748$ livres ($339^{k}287$) $\lambda = 400'$ ($121^{m}918$)

ce qui donne les résultats suivants :

$C = 1282.8$ (391^{m}), $z = 222'1$ ($67^{m}694$)

d'où la tension horizontale :

$$H = q_2 \frac{C^2}{2\,z} = 2{,}770{,}592 \text{ livres } (1{,}256{,}718 \text{ kilog.})$$

ce qui fait 23,488 livres (10,643 kilog.) en moins que dans la travée du milieu ; mais le poids sur une selle est de 1,250 tonnes (le poids total de la superstructure étant de 5,000 tonnes) ; par conséquent, si l'équilibre existe entre les deux travées, le frottement pour 1,000 livres (454 kilog.), doit être :

$$\frac{23{,}488}{2{,}500} = 9.4 \text{ livres } \left(\frac{10{,}643}{1{,}134} = 9^{k}400\right)$$

Ce résultat est identique à celui que nous avons obtenu par l'expérience et, conséquemment, notre supposition, que chaque selle se meut de 0.1 pouce vers la rivière, peut être considérée comme correcte, ainsi que la flèche calculée pour le guide-fil.

En régularisant les guide-fils pour le pont d'East River, on avait d'abord pensé qu'il suffirait d'ajuster la travée centrale et de supposer que le poids mort du fil suffirait à établir une courbe en équilibre sur chaque travée latérale. Mais le résultat fit voir que, bien que les fils fussent supportés sur de petits galets, le frottement était trop grand pour permettre à la courbe théorique de se produire naturellement, et on régla les câbles des rives, séparément dans chaque portée.

Pour régler les flèches des guide-fils, deux mires horizontales au même niveau, furent placées entre les arches dans les deux tours, et un niveau à lunette, sur un échafaudage derrière, fut placé de façon que la ligne des réticules de la lunette coïncidât avec les bords supérieures des deux mires, tandis que la lunette elle-même était fixée rigoureusement de niveau par des vis de pression. Par cette disposition, il fut possible de voir les quatre fils de la même position, puisqu'un déplacement angulaire du télescope ne changeait pas la hauteur de la ligne de vue.

Les mires étaient mobiles dans un cadre en fer, afin de régler leur hauteur selon la température. Une disposition semblable fut employée pour les travées latérales. Un plancher fut fixée dans la maçonnerie de chaque tour à quarante pieds (12^m192) au-dessous de la plaque de selle. Une tangente, menée de ce plancher à la courbe du câble de rive, coupera la face de l'ancrage à une certaine hauteur, qui, déterminée par le calcul, servira à établir une ligne de mire pour la régularisation.

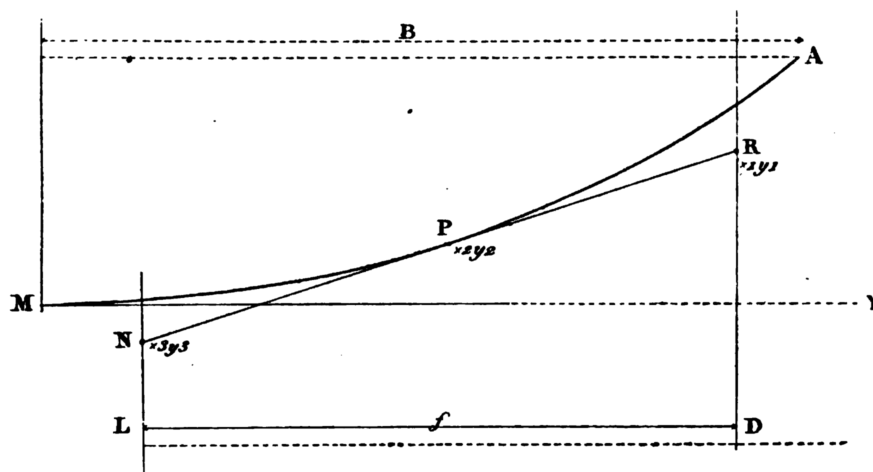


Fig. (45).

A P M (voir fig. 45), représente la courbe du câble de rive, N R la tangente au point P, N L la face d'ancrage, et R D, celle de la tour. Prenant M (le sommet de la courbe) comme origine des coordonnées, M Y comme axe des ordonnées, et M X comme axe des abscisses, et appelant les coordonnées de R, P et N : $x_1\, y_1$, $x_2\, y_2$ et $x_3\, y_3$, nous avons d'abord les deux équations linéaires :

$$y_1 = a\,x_1 + b$$

$$y = a\,x_2 + b;$$

d'où il suit que :

$$y_1 - y_2 = a\,(x_1 - x_2) \qquad (1)$$

$x_2\,y_2$ étant aussi un des points de la parabole, nous avons la relation :

$$y_2^2 = 2\,p\,x_2 \qquad (2)$$

et différentiant, par rapport à x_2, nous aurons :

$$\frac{d\,y_2}{d\,x_2} = 2\,p$$

$$\frac{d\,y_2}{d\,x_2} = \frac{p}{y_2},$$

ce qui est l'équation pour la tangente au point P ; mais a est le coefficient angulaire de cette tangente dans l'équation (1), d'où nous avons $a = \frac{p}{y_2}$, et (1) prend la forme :

$$y_1 - y_2 = \frac{p}{y_2}\,(x_1 - x_2)$$

$$y_2 = \frac{2\,p\,x_2}{y_1} + \frac{p}{y_1}\,(x_1 - x_2)$$

La position du point R étant fixe, ses coordonnées sont constantes, et nous pouvons établir que :

$$y_1 = c\;x_1 = d$$

d'où :

$$y_2 = \frac{2\,p\,x_2}{c} + \frac{p}{c}\,(d - x_2)$$

$$y_2^2 = \frac{p^2}{c^2}\,(d^2 + 2\,d\,x_2 + x_2)$$

ou

$$2\,p\,x_2 = \frac{p^2}{c^2}\,d^2 + \frac{p^2}{c^2}\,2\,d\,x_2 + \frac{p^2}{c^2}\,x$$

$$x_2 = \frac{c^2}{p} - d \pm \sqrt{- d^2\left(\frac{c^2}{p} - d\right)^2}$$

dans laquelle

$$p = \frac{B^2}{2\,h}.$$

x_3 étant connue, la valeur de y_3 est trouvée au moyen de l'équation (2) et x_3 par la relation : $y_1 - y_3 = (x_1 - x_3)$, et comme $y_1 - y_3 = f$,

$$x_3 = \frac{a\,d - f}{a}.$$

Un règlement doit être accompli seulement par un temps parfaitement calme, et l'on doit, en conséquence, veiller avec soin pour saisir ce moment, car il peut se faire attendre plusieurs semaines. Ce cas s'est présenté au pont d'East River, où, pendant trois semaines, tous les essais n'ont donné aucun résultat, car une légère brise suffit pour déplacer considérablement un fil d'une telle longueur ; l'exactitude la plus minutieuse étant rigoureusement nécessaire, l'importance d'un jour opportun est évidente. Les fils employés pour les guide-fils ont été choisis soigneusement d'un diamètre régulier et de poids égal par unité de longueur. Il fut nécessaire d'examiner cinquante rouleaux différents de fil, avant que de pouvoir en trouver trois qui satisfassent aux conditions voulues. Cela prouve les précautions prises pour le choix du guide-fil. Le réglage commença sur la travée latérale du côté de New-York et continua de là sur celle du milieu, et se termina par la travée latérale de Brooklyn. Ensuite, les fils furent abandonnés à eux-mêmes et restèrent en parfait équilibre. Dans d'autres cas moins importants, où une différence de flèche de 1 pied (0m305) ou 18 pouces (0m457) n'a pas de conséquence, le calcul peut être simplifié en négligeant les plus hautes puissances des petites fractions.

III. — Les matériaux et la manière de les travailler pour en faire un câble.

I. Les fils du câble. — Dans tous les câbles de ponts construits avant ceux destinés au pont d'East River, le fil de fer au charbon de bois n° 10 ou n° 9, (jauge anglaise), était exclusivement employé. Les câbles du pont de chemin de fer du Niagara, par exemple, contiennent 3,640 fils n° 10, ayant une force maxima de 2,658 tonnes, formant un câble de 10 pouces (0m254) de diamètre. Ceux du pont de Cincinnati, qui est jusqu'à ce jour le plus grand pont suspendu qui ait été construit, ont 12 pouces (0m305) de diamètre et contiennent 5,200 fils n° 9, donnant une force totale de 4,212 tonnes. Si nous comparons avec ceux-ci les câbles du pont d'East River, nous trouvons que la force exigée pour ce dernier

dépasse de deux fois et demie celle des premiers. S'il était composé des mêmes matériaux, leur volume et le temps exigé pour les faire seraient accrus dans la même proportion; ce sont deux quantités qu'il était désirable de réduire autant que possible. On décida, en conséquence, que ces câbles seraient fabriqués en fils d'acier. Afin de déterminer la grosseur du fil et la qualité d'acier la plus avantageuse, des expériences très-minutieuses, qui ont duré pendant plusieurs années, furent faites avec toutes qualités de fils d'acier de différentes grosseurs pour déterminer leur force de tension et leur ductilité. C'est d'après le résultat obtenu à la suite de ces épreuves, que le fil fut choisi tel qu'il est décrit dans l'extrait suivant du cahier des charges :

« Le fil doit être fait en acier de qualité supérieure ; il doit être galvanisé.

» Le fil aura la grosseur n° 8, jauge de Birmingham. Une longueur de 14 pieds (4^m267) doit peser exactement une livre (0^k454) avant la galvanisation.

» Chaque fil doit avoir une force de résistance d'au moins 3,400 livres (1,542 kilog.). Cela correspond, dans un fil de 14 pieds (4^m267), du poids d'une livre, à 160,000 livres par pouce carré (112 kilog. par millim. carré) de section pleine. La limite élastique ne doit pas être moindre de $\frac{47}{100}$ de la force de résistance, ou 1,600 livres (725 kilog.). Dans cette limite d'élasticité, il doit se casser sous un effort uniforme, correspondant à un coefficient d'élasticité non moindre que 27,000,000 livres (12,247,000 kilog.), et n'excédant pas 29,000,000 livres (13,154,000 kilog.)

» Tout fil doit être un fil droit ; c'est-à-dire que, lorsqu'un rouleau est déroulé sur un plan, le fil doit être couché parfaitement droit, sans tendance à se redresser en arrière en forme arrondie, comme cela arrive ordinairement. Cette condition de droiture ne doit pas être produite par l'emploi d'une machine à dresser, mais par un procédé particulier, breveté, qui consiste à conduire le fil, d'un point du baquet de galvanisation, en ligne droite, en le soumettant à une tension considérable, jusqu'au tambour d'enroulage, et en plaçant ce tambour à une distance déterminée, qui permet au fil de se refroidir avant son enroulement. »

Il y a deux sortes d'essais :

» *Premier essai.* — On place sur une machine verticale d'essai un échantillon de 60 pieds (18^m288) de long, pris dans un rouleau quelconque par quarantaine. La machine a un vernier permettant de lire $\frac{1}{10.000}$ de pied (0^m0003), et qui est fixé de façon à indiquer l'allongement de 50 pieds de fil (15^m240). Une force initiale de 400 livres (181 kilog.) est alors appliquée, et par augmentations successives, on la porte à 1,600 livres (725 kilog.). L'allongement correspondant à chacune de ces augmentations sera le même, et l'allongement total, entre la force initiale et la force finale, ne sera pas moindre de $\frac{97}{1,000}$ de pied (0^m305), soit à $\frac{194}{100,000}$ des

50 pieds (15^m240). Et bien plus, en réduisant la force à 1,200 livres (544 kilog.), il se produira un allongement permanent n'excédant pas $\frac{1}{100,000}$ de sa longueur.

La force minima du fil, s'il est soumis à un effort brisant, ne sera pas inférieure à 3,400 livres (1,542 kilog.), et l'allongement minimum, lorsqu'il aura été cassé, aura été de deux pour cent dans cinquante pieds, et le diamètre du fil, au point de fracture, n'excédera pas $\frac{15}{100}$ de pouce (0^m00385).

Un échantillon de 16 pouces (0^m406) de longueur, coupé dans chaque rouleau, et un de 6 pieds (1^m829) de longueur, pris dans un rouleau sur cinq, seront soumis aux mêmes essais et doivent satisfaire aux mêmes épreuves.

Second essai. — Chaque rouleau est soumis à un essai de courbure. On coupe de chacun d'eux un morceau de fil d'un pied de long, et on l'enroule fortement, et d'une façon continue, autour d'une tige d'un demi-pouce (0^m012) de diamètre ; s'il casse, il doit être rejeté. »

Le contrat fut passé dans ces conditions avec J. Loyd Haigh, de Brooklyn, à raison de 8 $\frac{7}{10}$ cents par livre (le cent vaut environ 0^f05) ; mais avec cette restriction qu'il ne serait pas fait usage d'autre acier que fondu au creuset. Les fils qu'il livra dépassaient de beaucoup la force ultima exigée, puisqu'ils donnaient en moyenne une résistance de 172,000 livres par pouce carré (12,093 kilog. par centim. carré). Deux faisceaux ayant été construits complètement avec ce fil, on décida de fixer la longueur des fils à 11 pieds (3^m353) par livre (0^k454), ce qui correspond au n° 7. Ce fil a une résistance un peu moindre à la cassure, la moyenne étant 170,000 livres par pouce carré (11,953 kilog. par centim. carré), mais il a une plus grande ductilité. De plus, il offre cet avantage principal, qu'au lieu de 332 fils dans un faisceau, 282 suffisent, ce qui donne une économie de temps de fabrication de presque un sixième.

Le fil est livré en rouleaux de 60 à 70 livres (27 à 32 kilog.), contenant de 800 à 1,000 pieds (245 à 305 mètres) du plus petit module, et de 600 à 800 pieds (180 à 245 mètres) du plus grand.

Avant d'être employé, chaque rouleau reçoit trois couches d'huile ; on le trempe d'abord dans une auge contenant de l'huile de lin commune, puis deux fois dans une autre auge contenant de l'huile de lin bouillie, mais froide. Chaque couche d'huile doit être absolument sèche, avant qu'une autre soit appliquée. Lorsque l'huile s'est bien solidifiée, les rouleaux sont prêts pour l'épissage.

L'épissure employée d'abord pour le fil de fer consistait à marteler en pointe les extrémités des fils sur environ 2 $\frac{1}{2}$ à 3 pouces (0^m063 à 0^m076), en posant les côtés plats l'un sur l'autre, et en entourant le tout de fil de fer fin. Par un coup sur un moule d'acier préparé spécialement, la circonférence du fil recevait un certain nombre de petits crans, qui empêchaient le fil enveloppant de glisser. Cette

épissure donna une force égale à celle du fil de fer n° 9; mais, appliquée à de lourds fils d'acier, elle présente, si elle est bien faite, une force moyenne de seulement 2,400 à 2,700 livres (1,088 à 1,224 kilog.); donc elle est insuffisante pour un fil devant résister à 3,400 livres (1,542 kilog.). Des expériences, faites avec différents modes d'épissure, firent donner la préférence à un accouplement à vis qui, malgré sa minime grosseur, donnait la résistance la plus grande. Ce fut cette épissure qui fut finalement adoptée pour les câbles du pont d'East River, fig. (46).

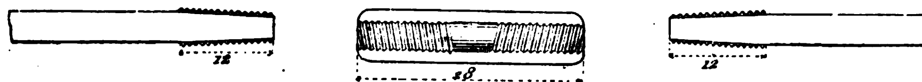


Fig. (46).

Les filets de la vis, à l'extrémité des fils d'acier, offrent cette particularité, qu'au lieu d'être entaillés dans la section du fil, ils sont extérieurs à son diamètre normal. Ce résultat est obtenu en applatissant légèrement au marteau les extrémités des fils, et traçant alors les pas de vis sur ce cône. De cette façon, les pas de vis sont interrompus par des parties plates, avec une partie filetée de $\frac{1}{2}$ pouce (0^m012) pour chaque fil; cet accouplement possède encore environ 95 pour cent de la force du fil. Lorsque les extrémités des fils sont fixées dans la virole, l'accouplement est décapé avec une solution de potasse, puis trempé dans du zinc fondu, mélangé avec un peu d'étain, et enfin peint avec du vermillon.

Pour éviter que le fil se dévisse de sa virole pendant son passage au travers de la rivière, ce qui est arrivé quelquefois, on donne un petit coup sur chacune de ses extrémités, qui sont enduites de zinc adhérant au fil, pour empêcher que la virole tourne.

II. Construction d'un faisceau. — Après qu'un certain nombre de rouleaux de fil ont été épicés ensemble, le fil est enroulé sur le tambour, en traversant d'abord un morceau de peau de mouton enduit d'huile. Tout ce qui concerne la corde voyageuse, le sabot et la jambe, etc., ayant été préparé, on fût prêt à étendre les fils pour former le faisceau.

Les fig. (47 et 48) montrent l'arrière-partie de la jambe, avec le sabot et le guide-fil en position.

L'extrémité du fil, avec lequel le faisceau est commencé, est attachée au côté de la jambe, il passe autour du sabot, sur le rouet voyageur, et revient au tambour. Le fil le plus bas, allant du sabot au rouet voyageur, est appelé le « fil fixe »; le fil supérieur, qui se développe du tambour et marche avec une vitesse double de celle de la corde voyageuse, est dénommé « le fil courant ». Afin d'éviter la

confusion, il est nécessaire de conserver cette distinction pour tout le faisceau, et de garder toujours la même disposition de ces deux sortes de fils de chaque côté du sabot.

Le fil fixe occupe l'intérieur, et le fil courant, l'extérieur de la fig. (48).

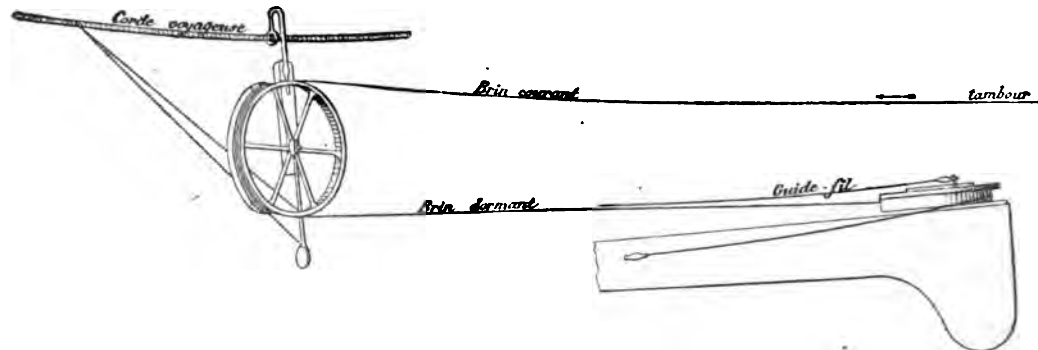


Fig. (47). Rouet voyageur. — Elévation.

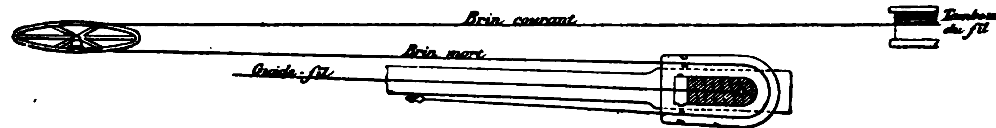


Fig. (48). Plan.

La tension dans les fils, pendant la traversée, est réalisée par un frein placé sur le tambour. Aussitôt que le rouet voyageur a dépassé la première tour, le fil fixe est placé sur la selle et réglé dans la première travée. Cela est fait en le tirant simplement sur la tour jusqu'à ce qu'il pende parallèle au guide-fil, et en le maintenant dans sa place au moyen d'une attache temporaire sur ou près de la selle. Pendant ce temps, le fil courant continue son voyage, supporté par des petits galets en bois en dehors de la selle. Après que le rouet voyageur a passé la seconde tour, le fil fixe est immédiatement réglé dans la travée du milieu de la même façon, de sorte qu'à son arrivée à l'ancrage, il n'y a plus à l'ajuster que dans la dernière travée. Cela fait, le fil courant contourne le sabot et alors se trouve régularisé de même que le fil fixe, en le tirant à l'autre extrémité du pont. Au pont de l'East River, l'ancrage de Brooklyn est le point de départ, d'où tous les fils fixes sont régularisés de Brooklyn vers New-York, et les fils courants de New-York vers Brooklyn. On se sert, pour ajuster les fils, d'une paire de pinces semblables à celles du dessin, fig. (49 et 50), et le tirage est fait avec un petit palan attaché sur la chaîne d'ancrage. Pendant le règlement de ces deux fils, le

rouet voyageur qui les a transportés revient vide, et un autre rouet, attaché au côté opposé de la corde voyageuse, porte les deux fils pour le faisceau du second

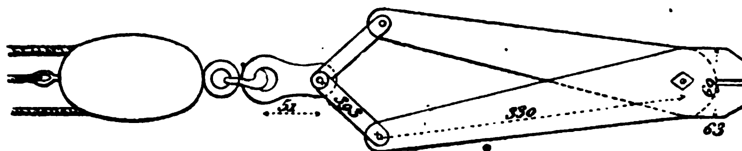


Fig. (49).



Echelle $\frac{1}{8}$

Fig. (50). Pinces de réglage des fils.

câble. Il faut environ neuf à dix jours pour établir un faisceau de 280 à 300 fils, s'il ne survient pas de retards. Lorsque le dernier fil du faisceau est en place, il est

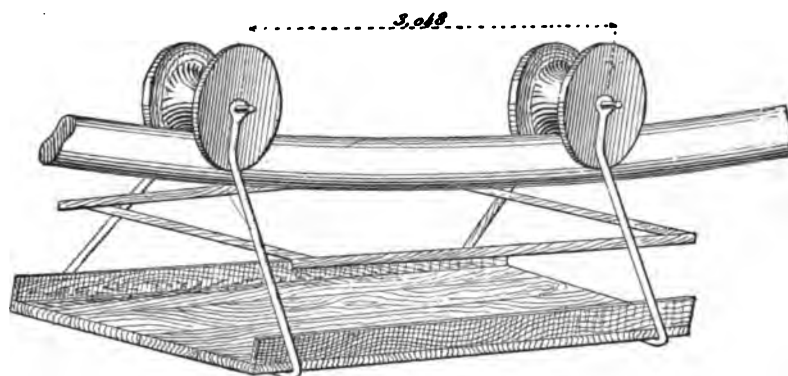


Fig. (51). Chariot pour les attaches des faisceaux.

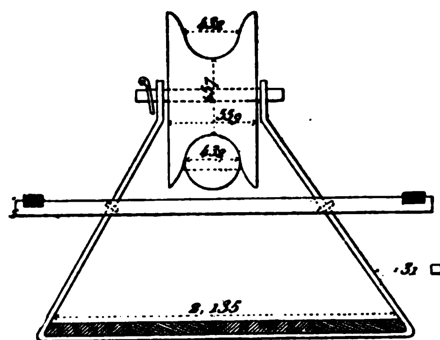


Fig. (52).

coupé et épissé à l'extrémité du premier fil, de sorte que tout le faisceau est formé d'un fil continu. La dernière opération est délicate, parce que les extrémités doivent

être coupées de façon que les longueurs viennent s'ajuster d'une façon absolument exacte, et que la tension soit uniforme, comme dans les autres fils. Il est donc nécessaire de faire préalablement quelques essais avec une épissure provisoire.

L'opération suivante consiste à attacher ensemble les deux parties du faisceau pour qu'il forme un petit câble rond et solide, qui, au pont de l'East River, a un diamètre de 3 ½ pouces (0m088). Dans ce but, on place sur le faisceau, au sommet des tours, un chariot, fig. (51 et 52), dans lequel quelques hommes descendent

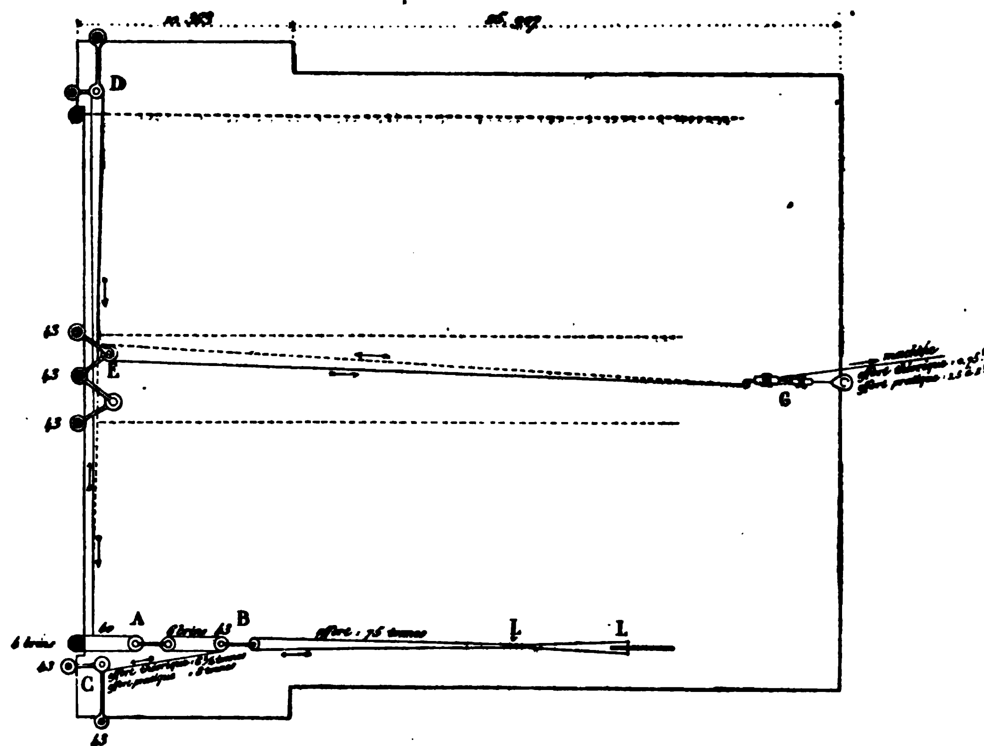


Fig. (53). Plan de l'ancrage.
Echelle $\frac{1}{360}$.

doucement vers les ancrages et le centre de la rivière, attachant le faisceau, pendant le passage, à tous les 16 ou 24 pouces (0m406 ou 0m610), avec quatre tours de fil de fer n° 14, recuit et galvanisé. Avant d'être attachés, les fils sont serrés ensemble au moyen d'une paire de pinces, sur laquelle un anneau en fer, que l'on repousse au marteau vers l'extrémité des bras de levier, exerce une grande force de serrage.

Le faisceau est alors prêt pour être dégagé, c'est-à-dire qu'on retire le sabot de

son siège temporaire sur la jambe, et qu'on le conduit à sa position finale, à l'extrémité de la chaîne d'ancre. C'est une opération qui, pour des faisceaux lourds, exige le plus grand soin et une grande attention, car un accident pourrait causer, non seulement une grande perte d'argent, mais aussi la destruction de richesses, de navires et, qui plus est, causer la mort de beaucoup d'hommes. Il faut donc ne pas se borner à des calculs bien certains, mais encore essayer scrupuleusement toutes les cordes et tous les fers employés dans cette opération.

La fig. (53) représente la vue supérieure de l'ancrage, avec la disposition de l'installation des tendeurs des faisceaux du pont de l'East River.

Deux lourdes barres de fer L L, fixées solidement aux parois du sabot, et retenant, au moyen d'écrous, une double plaque d'acier en avant du sabot, forment l'attache. Les fig. (54 et 55) la font voir sur une plus grande échelle.

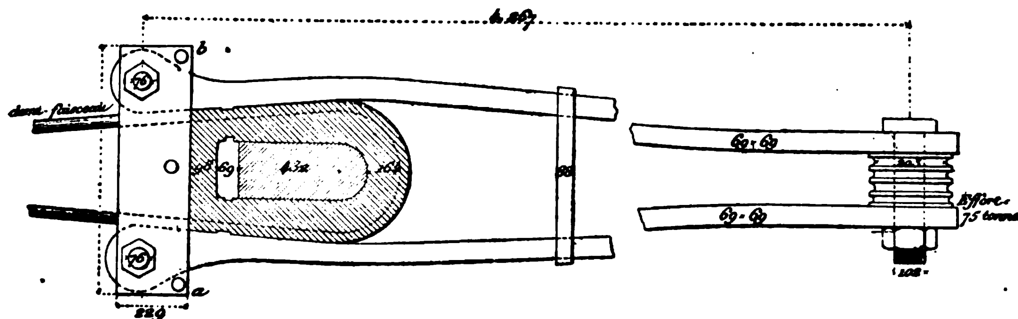


Fig. (54).

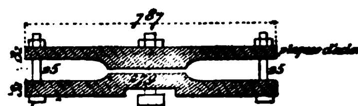


Fig. (55).
Echelle $\frac{1}{24}$.

A l'extrémité des barres de fer, il y a quatre poulies de 8 pouces (0m203) qui sont réunies au moyen de huit cordes en fil de fer de 1 $\frac{5}{8}$ pouces (0m040), aux quatre petits rouets à raînure d'une paire de palans B et A. Les fig. (56 et 57) montrent un de ces palans.

Le palan A est fixe ; il est maintenu solidement à un autre fort palan, en arrière de l'ancrage, au moyen de quatre cordes en fil de fer de 1 $\frac{5}{8}$ pouces (0m040). Il contient six poulies en fer de 23 pouces de diamètre unies aux rouets du palan courant B au moyen d'une corde d'acier de 1 $\frac{1}{4}$ pouce (0m031) repliée douze fois, et dont les extrémités, après qu'elle a passé autour de différents rouleaux C, D et E,

sont attachées à un palan en bois à 4 poulies G, placé à l'autre extrémité de l'ancrage. Celui-ci est manœuvré par une corde de chanvre de 1 $\frac{1}{2}$ pouce (0^m037) qui correspond au tambuor d'une machine à vapeur. Cette disposition peut être naturellement modifiée selon les emplacements ; dans le cas qui nous occupe, elle présente les avantages suivants : d'abord, le palan en bois G ne se meut que dans

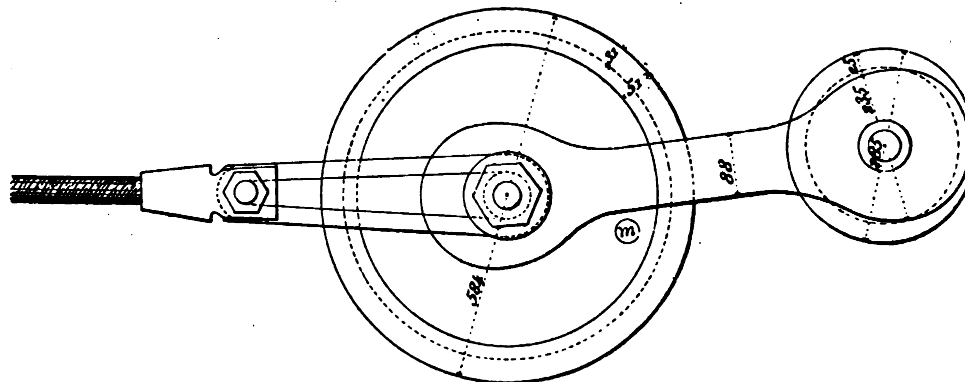


Fig. (56). Elévation.

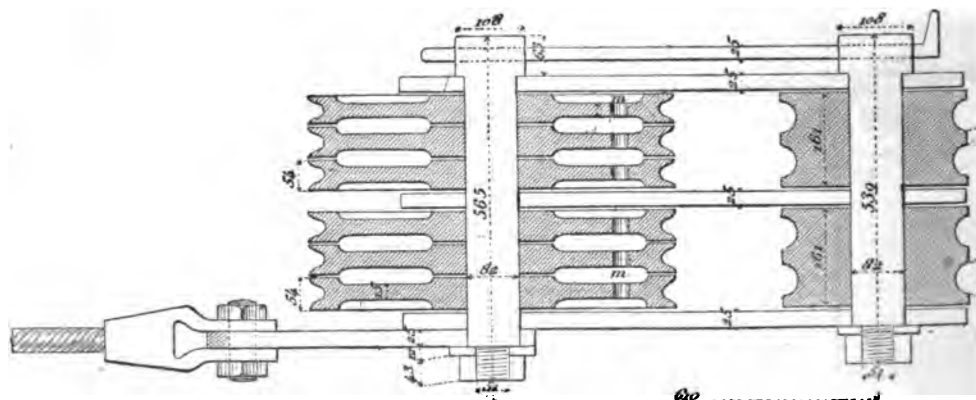


Fig. (57). Coupe horizontale. — Palan.
Echelle $\frac{1}{12}$.

l'axe du pont pour dégager chaque faisceau des quatre câbles, cette partie du milieu étant la seule libre ; secondement, la longueur de l'ancrage n'étant pas suffisante pour faire parcourir au sabot, en une fois, la longueur de son déplacement entier, il est nécessaire de le faire en deux fois, c'est-à-dire d'arrêter le mouvement aussitôt que le palan en bois arrive à l'extrémité d'arrière du massif d'ancrage pour prendre la corde à douze brins du rouet intermédiaire E, et pour la placer directement de G sur E, occupant alors dans la fig. (53) la position indiquée par une ligne pointillée. De cette façon la double distance E D est gagnée

dans la longueur de la corde à douze brins et le palan en bois peut être reculé d'autant pour continuer l'opération. On peut aisément arrêter le mouvement de cette corde ou diminuer la tension, en attachant solidement ensemble les 12 cordes, entre les palans fixes et courants.

La tension dans le faisceau est de 75 tonnes; celle de la corde à 12 brins est conséquemment $\frac{75}{12} = 6\ \frac{1}{4}$ tonnes, qui, augmentées du frottement, donnent un total d'environ 8 tonnes, et celle de la corde en chanvre $\frac{6\ \frac{1}{4}}{8} = \frac{3}{4}$ tonne, et avec le frottement environ de 1 $\frac{1}{2}$ à 2 tonnes. Le sabot doit parcourir 12 pieds ($3^{m}657$), d'où le palan en bois, $12 \times 12 = 144$ pieds ($43^{m}890$), et la corde en chanvre, $144 \times 8 = 1152$ pieds ($351^{m}120$).

L'opération commence en tirant le sabot en arrière de son siège sur la jambe de $\frac{1}{8}$ pouce ($0^{m}003$), et en l'élevant au-dessus de celle-ci, afin de le dégager. Comme le faisceau lui-même exerce une traction dans le sens convenable, cet élèvement du sabot n'exige pas de force. Les flèches de l'épure, fig. (53), montrent les directions suivant lesquelles les différentes cordes se meuvent pendant la première opération. Aussitôt que le sabot est libre, et que le mouvement de la machine est renversé, il avance lentement jusqu'à ce qu'il atteigne les œils des barres d'ancre, au travers desquels se trouve une courte cheville contre laquelle s'appuie le sabot. Le sabot ainsi fixé, la tension dans toutes les cordes est diminuée; mais tout l'appareil de dégagement est laissé en place, parce qu'on en a encore besoin pour régler le faisceau.

Abaissement de la branche dans la selle. — Cette opération est indiquée dans les fig. (58 et 59.)

Deux poutres de 14×12 pouces ($0^{m}356 \times 0^{m}305$), supportées par des montants assis sur l'extrémité de la maçonnerie, forment une plate-forme au-dessus de l'espace dans lequel sont placées les selles. Elles maintiennent l'écrou d'une vis de 3 $\frac{1}{2}$ pouces ($0^{m}088$) en fer forgé, à l'extrémité de laquelle est attachée une espèce de main en fer qui saisit la branche à quatre points différents, s'étendant d'environ six pieds. L'écrou, vu sur une plus grande échelle dans la fig. (60), est tourné au moyen d'une clef en fonte, fig. (61), qui s'adapte sur l'écrou et qui est pourvue de six trous pour l'introduction de leviers en bois servant à la faire tourner. Aussitôt que le faisceau est soulevé au-dessus des raînures des galets, ceux-ci, qui reposent sur des coussinets simples, sont retirés, et le faisceau est doucement descendu sur la selle.

Cette opération achève le travail pour un seul faisceau, qui doit être maintenant réglé. Théoriquement, le premier faisceau de chaque câble ne demande aucun réglage, étant tout du long parallèle au guide-fil; mais, pratiquement, il y aura

toujours quelques légères différences dans leur position relative, en raison de petites erreurs inévitables. Il faut, par conséquent, choisir le plus court comme guide-faisceau, et ajuster les autres d'après celui-là. Le relèvement du faisceau est fait en reculant le sabot qui s'appuie contre la cheville, et en insérant entre les deux un segment en fer de l'épaisseur nécessaire.

Fig. (58). Coupe longitudinale. — Pose des faisceaux sur les selles.
Echelle $\frac{1}{48}$.

Les faisceaux d'un câble, après le réglage, doivent occuper une position déterminée, comme on l'a déjà vu. Dans la travée du milieu, où tous les faisceaux pendent parallèlement, il n'y a pas de difficultés particulières ; mais dans les travées latérales, où les branches divergent de la tour vers l'ancrage, il y a à prendre quelques précautions pour que l'opération soit bien faite. Le soin principal doit être d'ajuster chaque simple faisceau, de façon qu'ils prennent tous exactement leur place pour être serrés et réunis en un câble solide. Comme le câble de terre doit former une courbe en équilibre avec celle du câble de la rivière, il est nécessaire que chaque faisceau fasse de même. En déterminant, par conséquent, pour chaque faisceau de la travée de la rivière, la courbe équivalente du faisceau

de rive qui passe par un certain point fixe (le point où le câble quitte l'ancrage), nous sommes à même de calculer la longueur du faisceau entre ce point et le point où il touche la selle. Il faut ajouter à cette longueur la distance de la face de l'an-

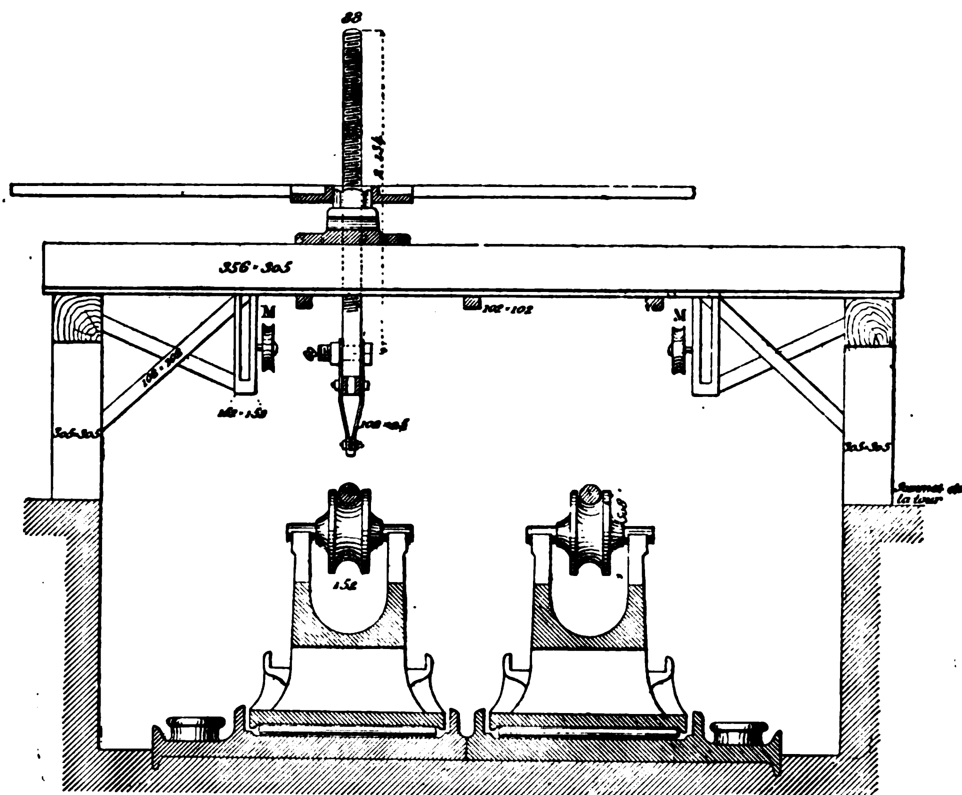


Fig. (59). Coupe transversale. — Pose des faisceaux sur les selles. Echelle $\frac{1}{48}$.

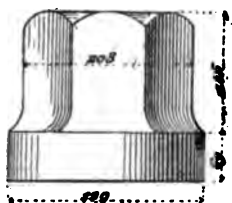


Fig. (60).

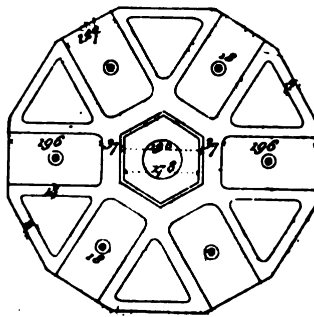


Fig. (61).

crage, au point d'attache à la chaîne. Ces deux valeurs réunies donneront la longueur totale du faisceau de rive, qui équilibrera le faisceau correspondant de la rivière. Au

lieu de mesurer maintenant cette longueur (ce qui serait impossible à faire exactement), nous établissons de nouveau des tangentes pour le réglage, comme nous l'avons fait pour le guide-fil. Par conséquent, il est nécessaire de trouver une équation entre les coordonnées de la courbe et, conséquemment, le problème suivant doit être résolu. Une parabole, d'une longueur donnée, passe par deux points fixes, ayant la distance horizontale B et la distance verticale h; la position du sommet doit être déterminée. Appelant les coordonnées de ce sommet imaginaire, par rapport au point fixe supérieur, y et x, nous avons les deux équations suivantes :

$$y \left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^2\right\} + (B - y)\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{x-h}{B-y}\right)^2\right\} = S \qquad (1)$$

S étant la longueur connue de la courbe,

$$\frac{y^2}{x} = \frac{(B-y)_2}{x-h} \qquad (2)$$

équation de la parabole.

Dans (1) sont négligées les plus hautes puissances des fractions

$$\frac{x}{y} \text{ et } \frac{x-h}{B-y}.$$

Il s'ensuit :

$$\frac{x^2}{y} + \frac{(x-h^2)}{B-y} = (S-B)\frac{3}{2} = m$$

ou

$$x^2 B - 2xyh + h^2 y = mBy - my^2.$$

de (2) il s'ensuit :

$$x = \frac{hy^2}{2By - B^2}$$

En substituant la valeur de x dans la précédente équation, nous obtenons :

$$\frac{h^2 y^4 B}{(2By - B^2)^2} - \frac{2h^2 y^3}{2By - B^2} + h^2 y = mBy - my^2$$

ou :

$$y^3 + y^2\left\{\frac{6h^2B^2 - 8mB^3}{-3h^2B + 4mB^2}\right\} + y\left\{\frac{-4B^3h^2 + 5mB^4}{-3h^2B + 4mB^2}\right\} + \left\{\frac{h^2B^4 - mB^5}{-3h^2B + 4mB^2}\right\} = 0.$$

Les expressions entre parenthèses sont constantes, et nous pouvons les appeler a, b et c, de sorte que l'équation prendra la forme :

$$y^3 + ay^2 + by + c = 0.$$

C'est une simple équation du troisième degré, qui peut être résolue en introduisant une quantité inconnue auxiliaire z, qui est déterminée par l'équation :

$$y = z - \frac{a}{3}.$$

Posons pour abréger :

$$b - \frac{a^2}{3} = u \text{ et } \frac{2}{27} a^3 - \frac{b}{3} a + c = v$$

et, substituant toutes ces valeurs dans l'équation ci-dessus, elle prend la forme suivante :

$$z^3 + u z + v = 0$$

d'où il suit pour l'une des racines :

$$z = \sqrt[3]{-\frac{v}{2} + \sqrt{\frac{u^3}{27} + \frac{v^2}{4}}} + \sqrt[3]{-\frac{v}{2} - \sqrt{\frac{u^3}{27} + \frac{v^2}{4}}}.$$

Appelant les deux parties de cette expression k et n, les trois racines de l'équation sont :

$$z_1 = k + n$$
$$z_2 = -\frac{k+n}{2} + \frac{k+n}{2}\sqrt{-3}$$
$$z_3 = -\frac{k+n}{2} - \frac{k+n}{2}\sqrt{-3}$$

Deux de ces racines étant imaginaires, naturellement celle qui est réelle est la valeur correcte de z. Mais si toutes les trois étaient réelles, la seule valeur correcte est celle qui satisfait à la fois aux équations (1) et (2). Ayant déterminé z, il est aisé de trouver x et y, ou l'équation de la courbe au moyen de laquelle les lignes tangentes peuvent être déterminées. Ce calcul est très-long ; mais, d'un autre côté, le bon réglage des faisceaux en dépend et, sans lui, l'action commune dans le câble n'existerait pas, ou, au moins, serait très-incertaine.

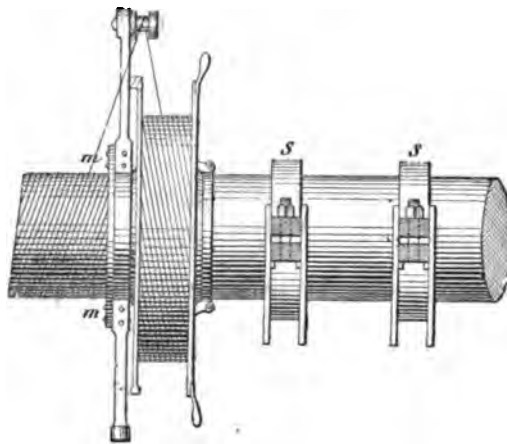
III. Entourage des câbles. — Aussitôt que le dernier faisceau est en position, le câble sera entouré. Tout l'appareil d'entourage consiste en trois parties : le chariot, les pinces et la machine proprement dite à entourer, fig. (62 et 63).

Un chariot est d'abord placé sur chaque câble aux deux côtés des tours. Il est semblable dans sa construction à celui employé pour attacher les faisceaux, mais ses galets sont assez larges pour courir sur le câble; l'objet de ce chariot est de servir de plate-forme de travail pour les hommes qui manœuvrent la machine à entourer.

La pince consiste en deux bandes d'acier en demi-cercle, de 1 $\frac{7}{8}$ pouces (0m047)

d'épaisseur, sur $3\frac{1}{2}$ pouces (0m088) de largeur, qui s'ajustent sur le câble, ou plutôt qui, lorsqu'elles sont placées sur les faisceaux déliés, forcent les fils du câble à prendre la forme circulaire. La partie supérieure de la pince est pourvue de quatre oreilles, boulonnées deux à deux. Elle est divergente quelque peu vers son extrémité inférieure, afin de faciliter son glissement sur les fils ou pour les saisir tous aisément. La compression est faite au moyen de deux écrous de 2 pouces

MACHINE A ENTOURER LES CABLES.



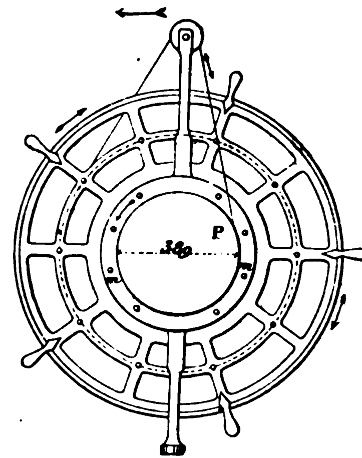


Fig. (62). Echelle $\frac{1}{24}$. Fig. (63).

(0m051), qui passent à travers les parties coudées des demi-cercles. En exerçant des efforts répétés, il est possible de réaliser une énorme pression. Avant d'appliquer les pinces, les attaches temporaires des faisceaux sont enlevées, du moins toutes celles qui sont à portée. Aux câbles du pont de l'East River, cette compression et l'entourage seront faits en deux fois. On traitera, d'abord, les sept faisceaux intérieurs comme un câble séparé, comprimé et entouré provisoirement, avant que les autres faisceaux soient fabriqués. Ensuite, l'opération sera répétée pour le câble final, avec de plus grandes pinces et de plus grandes machines à entourer. De cette manière, les attaches temporaires de tous les faisceaux, excepté de celui du milieu, peuvent être coupées et enlevées, ce qui ne serait pas possible, si les faisceaux extérieurs de tout le câble avaient dû être enveloppés en une seule fois. En outre, cette double opération a l'avantage de permettre une compression plus forte avec moins d'efforts, et rend en outre le travail plus solide. La coupe des attaches du faisceau est faite à quelques pieds en avant des deux pinces, qui sont placées à environ 10 ou 12 pouces (0m254 × 0m279) l'une de l'autre, la première aussi près que possible de la selle. Avant de serrer les vis des pinces, le câble est une fois de plus enduit d'huile, de telle sorte que tous les petits espaces entre les

fils sont complètement remplis et hermétiquement fermés. La machine à entourer est alors placée à une courte distance en arrière de la première pince, et, quand l'entourage l'atteint, cette pince est mise à 10 pouces (0^m254) en avant de la seconde, qui à son tour, est placée à la même distance en tête, aussitôt que l'entourage y est arrivé, et ainsi de suite.

La machine à entourer, fig. (62 et 63), consiste en un tambour, tournant sur un cylindre en fonte, qui ne peut glisser sur le câble que si on lui imprime une poussée considérable. Sur ce même cylindre, mais indépendant du tambour, tourne un anneau *m m* avec un revêtement d'acier ; il a deux bras; l'un ayant à son extrémité un petit rouleau et l'autre un poids. Sur le revêtement en acier de l'anneau, il y a une petite raînure *p p*, qui court dans la ligne de la tangente de la circonférence commune au câble et au rouleau dont il vient d'être question.

L'appareil complet est en deux moitiés, vissées entre elles après avoir été placées sur le câble. Le fil d'entourage dévidé sur le tambour, passe de là sur le rouleau, à travers la raînure et au câble où son extrémité est fixée. Maintenant le tambour est tourné dans la direction indiquée par les flèches sur la fig. (63) et l'anneau à deux bras dans la direction opposée. Le premier mouvement déroule le fil entourant, tandis que le second l'enroule sur le câble et, en même temps, le tient par l'effet du contrepoids sous une grande tension. Comme le fil passe à travers la raînure dans l'anneau d'acier, il se serre de lui-même en raison de la pose en spirale, entre l'entourage achevé et le cylindre et, conséquemment, repousse ce cylindre d'une distance égale à l'épaisseur du fil d'entourage. Les extrémités de ces fils sont épissées de façon à ce que tout l'entourage dans une travée se fasse avec un fil continu. Quand les deux machines d'entourage se rencontrent au centre de la travée, elles sont retirées et les deux fils sont joints. On doit prendre soin d'entourer en sens contraire, afin que les extrémités des deux derniers fils soient sur les côtés opposés du câble et puissent être épissées régulièrement.

Le fil d'entourage est généralement du fil de fer recuit, du n° 11 ou du n° 10. On emploie au pont d'East River du fil n° 10 galvanisé. Près de la selle, où la machine à entourer ne peut pas être placée, le câble est enveloppé de bandes de fer placées à environ 5 pouces (0^m127) de distance. Au point de l'ancrage, d'où divergent les différents faisceaux, on place additionnellement un solide anneau en fer, afin de diminuer l'effort sur le fil d'entourage. Les faisceaux sont entourés à la main à partir de cet anneau, près du sabot. Immédiatement après avoir entouré le câble sur une certaine étendue, il est peint à plusieurs couches d'une bonne peinture à l'huile, de sorte que les petits espaces entre les fils soient complètement remplis, donnant au câble l'apparence d'un cylindre lisse et empêchant l'action oxydante de s'y produire.

Cette opération termine les câbles, qui sont prêts maintenant à recevoir la superstructure. Celle-ci doit être placée symétriquement aux tours, et simultanément dans les travées latérales et dans celle du centre, afin d'éviter une tension inégale dans le câble, et le tirage sur les tours.

Après que la plus grande partie est suspendue, les cales qui maintiennent les selles en place sont retirées, donnant ainsi au câble toute liberté de prendre sa position naturelle d'équilibre et de balance.

Nous avons montré que, sous une certaine température, ce mouvement sera d'environ deux pouces (0^{m}076) vers la rivière. La température, sous laquelle le premier faisceau du câble du pont d'East River a été régularisé, était de 75 à 80° Fahrenheit (23° à 26° centig.). Si les cales des selles sont retirées par un temps plus froid, ce déplacement sera moindre en raison de la plus grande tension dans le câble de terre où les contractions sont plus grandes que dans le câble de la rivière. L'inverse se produira si les selles sont délivrées à une température plus élevée. Cependant il faut toujours pour cela que dans chaque travée le poids de la superstructure soit le même et symétrique à la tour.

Les longueurs des haubans doivent être calculées selon la courbe finale du câble, ce qui a lieu quand les tiges de suspension sont mises en place. Avant, le plancher aura une forme irrégulière, pourvu que les haubans aient leur longueur exacte. Une pente continue du plancher sera cependant établie aussitôt que les tiges de suspension auront été soumises à la tension, ce qui amènera le câble à prendre la courbe pour laquelle ont été calculés les haubans, amenant par là ces derniers aussi à travailler sous les efforts de tension pour lesquels ils ont été établis.



PROJETS D'UN PONT SUR L'EAST RIVER EN AMONT DU PONT EN COURS DE CONSTRUCTION ENTRE BROOKLYN ET NEW-YORK

L'énorme développement de ces deux cités, séparées seulement par l'East River, nécessite chaque année la création de nouveaux moyens de communication et de nouveaux débouchés. Nous avons déjà parlé du grand pont de Brooklyn, dont les travaux de construction sont dirigés par l'ingénieur en chef Colonel Roebling, et nous avons rapporté tous les détails relatifs à son édification, grâce à l'étude intéressante et approfondie publiée par notre ami, l'ingénieur Hildenbrand. Avant même que cette grande artère soit mise en exploitation et livrée à l'activité commerciale, une compagnie d'industriels et de capitalistes ont mis au concours un projet de pont en amont de celui-là. Un comité d'ingénieurs a été choisi, et nous croyons qu'il sera intéressant de résumer ici, pour nos lecteurs, immédiatement après les clauses du cahier des charges, les jugements du comité en question et les projets différents qui ont été soumis à son examen par les concurrents.

Le caractère principal d'intérêt et de nouveauté, présenté par ce pont projeté, réside dans ce fait que deux travées de 734 (223^{m}719) et de 618 pieds (188^{m}363) respectivement, sont nécessitées pour la traversée des deux bras de l'East-River, à une élévation d'au moins 130 pieds (39^{m}623) au-dessus d'un des cours d'eau des Etats-Unis les plus activement sillonnés par des navires de tous tonnages, de toutes grandeurs. Ces grandes travées, bien que ne formant qu'environ un huitième de la longueur totale de la construction, coûteront néanmoins à elles seules plus de la moitié du coût total et seront, à une seule exception près, les seules construites sur de telles données, en prévision d'une ligne de chemin de fer. Le pont suspendu

du Niagara, avec sa travée de 800 pieds (243^{m}836), est le seul qui présente une travée d'une longueur supérieure à celles projetées; les ponts de chemin de fer qui s'en rapprochent le plus sont les suivants ;

Le pont sud	de Cincinnati..................	517	pieds de portée	(157^{m}578)
—	de Saint-Louis (à arcs en acier)...	515	—	(156^{m}969)
—	de Kuilenburg (à grandes mailles).	493	—	(160^{m}264)
—	Britannia (tubulaire)............	460	—	(140^{m}206)
—	Saltash (à double Bowstring).....	455	—	(138^{m}682)
—	de Cincinnati..................	420	—	(128^{m}014)
—	de Louisville (à grandes mailles)..	400	—	(121^{m}918)
—	Diershau (à treillis).............	398	—	(121^{m}308)
—	Conway (tubulaire).............	400	—	(121^{m}918)

CONDITIONS EXIGÉES PAR LA COMPAGNIE

Les dessins consisteront en :

1° Une approche du côté de New-York d'une longueur de 4,580 pieds (1,395^{m}950), dont 1,000 pieds (305^{m}000) en tunnel partant de la jonction avec les voies du chemin de fer de Harlem sur la 4e avenue, dans le voisinage de la 73e rue, au croisement de l'avenue de Lexington; de ce point commencera la construction en fer, décrivant une courbe au centre des blocs (1), entre les 76e et 77e rues, et continuant vers l'Est à travers les mêmes rues jusqu'à la rive Ouest du bras occidental de l'East River.

2° Une travée au-dessus du bras occidental d'East River de 734 pieds (223^{m}719) de longueur.

3° Une construction en fer traversant l'île de Blackwell, d'environ 700 pieds (213^{m}356) de longueur.

4° Une travée d'une longueur de 618 pieds (188^{m}363) au-dessus du bras oriental de l'East River.

5° Une approche du côté de Long-Island de 3,900 pieds de longueur (1,188^{m}700) s'étendant jusqu'au haut sol.

La longueur totale du pont est ainsi de 10,552 pieds (3,515^{m}088) approximativement.

Des travées de 100 pieds (30^{m}500) doivent être prévues au-dessus de 8 grandes

(1) On appelle bloc un polygône occupé par des maisons et limité par des rues.

rues dans la ville, indiquées sur le projet. Les dimensions des autres travées, aux approches et sur l'île de Blackwell sont laissées à l'appréciation des auteurs de projets, selon qu'ils jugeront tel ou tel système le plus économique. Il faut prévoir les accès principaux pour les voitures, et en dehors de ceux-ci deux approches auxiliaires de retour pour ces mêmes voitures, qui graviront des pentes de 4 pour 100 pieds ($\frac{1}{25}$).

Ces approches à contre-pente, comme le montre le profil, planche XLVIII, fig. (5), rencontrent les approches principales, du côté de New-York, à proximité de l'avenue A, et du côté de Long-Island, dans le voisinage de l'avenue Vernon. On devra aussi prévoir deux doubles ascenseurs pour les piétons, ainsi que la force vapeur nécessaire, l'un à New-York, l'autre sur la rive à Long-Island, à l'extrémité des longues travées ou près de ce point; ils devront pouvoir contenir 30 piétons sur chaque plate-forme.

DISPOSITIONS GÉNÉRALES

Le pont sera conçu et dessiné en vue de permettre l'établissement de :

A. Une seule voie de chemin de fer s'étendant sur toute sa longueur, et occupant une largeur de 14 pieds (4^{m}267). On devra prévoir l'établissement de la seconde qui pourrait être ajoutée sans rien changer à la disposition générale des parties du pont ou aux poids qu'elles doivent supporter, ou encore à l'usage auquel elles sont destinées. On donnera la préférence aux projets qui présenteront l'addition future de la seconde voie comme partie intégrale de leur plan.

B. Deux chaussées pour les voitures, entre New-York et Long-Island, qui devront avoir chacune 10 pieds (3^{m}050) de largeur. On les placera de préférence l'une à côté de l'autre, et, si l'on veut, sur le sol au-dessous des chevalets supportant le chemin de fer de la 3e avenue à la 2e avenue, du côté de New-York et du bas de la pente au sol élevé du côté de Long-Island (voir le profil). Les accès de retour de l'avenue A et de l'avenue Vernon peuvent être disposés côte à côte ou séparément sur chaque côté; mais il serait préférable qu'ils fussent disposés dans l'alignement des chevalets principaux afin de n'occuper que la moindre largeur possible au-dessus du sol; cette disposition préférable dans Long-Island est obligatoire du côté de New-York. Ces accès, aux points où ils rejoignent les approches principales, seront d'une largeur suffisante pour permettre aux voitures de tourner facilement, et auront un palier sur 60 pieds (18^{m}288).

C. Deux trottoirs de chacun 5 pieds (1^{m}524) de largeur, courant soit le long,

soit au-dessus de la chaussée ou de la voie ferrée, mais non le long des accès de retour auxiliaires.

PENTES

Les pentes seront comme suit : *Sur la voie ferrée.* — Le maximum de pente sera de 2 $\frac{2}{10}$ de pieds par 100 ($\frac{2.2}{100}$) sur les accès des deux côtés de New-York ou de Long-Island, et le niveau sera horizontal au passage de l'île de Blackwell. Les supports à la limite des longues travées seront au même niveau, mais il peut exister dans ces travées des cambrures n'excédant pas une pente de 2 $\frac{2}{10}$ de pieds pour 100 ($\frac{2.2}{100}$), si les auteurs des projets le préfèrent.

Dans chacune des grandes travées, la partie la plus basse du pont sera de 135 pieds (41^{m}147) au-dessus du niveau moyen des hautes marées, au milieu de la rivière.

Sur les chaussées. — En travers des longues travées et de l'île de Backwell, les chaussées pour les voitures seront sur le même niveau que le chemin de fer, ce sol aura donc une largeur totale de 34 pieds (10^{m}363) sur les accès direct ou de retour, les pentes seront de 4 pieds pour 100 ($\frac{4}{100}$ ou $\frac{1}{25}$) avec des repos de niveau, tels qu'ils sont indiqués sur le profil. Un espace libre de 16 pieds (4^{m}877) sera ménagé, dans tous les cas, au-dessus de la chaussée, et un espace de 20 pieds (6^{m}096) au-dessus de la voie ferrée.

Sur les trottoirs. — Les pentes à donner aux trottoirs seront laissées au jugement des auteurs de projets. Dans le cas d'un changement relatif de niveau avec la chaussée, il sera préférable de rattraper le niveau au moyen de rampes n'excédant pas $\frac{1}{12}$ d'inclinaison, plutôt que de recourir à des escaliers.

FONDATIONS ET MAÇONNERIE

Où cela sera pratique, l'auteur d'un projet devra s'appliquer à faire reposer les fondations sur le roc, dont la limite est tracée à peu près sur le profil. Dans tous les cas, la maçonnerie devra être très-soignée et faite de mortier et ciment hydraulique. Une somme de 100,000 dollars, environ 500,000 francs, sera supposée par chaque auteur de projets, dans ses estimations, pour couvrir les frais des bâtardeaux nécessaires pour asseoir les fondations des culées. Celles-ci doivent être en maçonnerie, depuis le niveau du roc jusqu'à une hauteur d'au moins dix pieds (3^{m}050) au-dessus des hautes eaux ; au delà, elles peuvent être soit en maçonnerie, soit surmontées de tours en fonte, en fer ou en acier doux, au choix des auteurs.

Toute la maçonnerie sera conçue de façon que le poids distribué, y compris

celui de la construction supérieure chargée, n'excède pas 180 livres au pouce carré (12k660 par centim. carré). Celle sur laquelle poseraient des colonnes en fer, sera proportionnée de telle sorte que la pression sur la surface de contact avec la pierre du piédestal soit limitée à 300 livres par pouce carré (21k090 par centim. carré).

Le fer ou l'acier employé dans l'érection des tours, sera aussi proportionné conformément aux prescriptions indiquées ci-après, pour leur emploi dans les autres parties du pont.

POIDS VIFS OU POIDS ROULANTS

En dehors du poids de la construction elle-même, de ses planchers et dépendances, les poids mouvants suivants seront prévus :

1° *Pour la voie ferrée.* — Deux locomotives de 45 tonnes accouplées, occupant chacune, avec son tender, une longueur de 48 pieds (14m630), et avec 75,000 livres (34,119 kilos) sur une base de roue conductrice de 15 pieds (4m572), suivie d'un train de voitures chargées pesant 1,500 livres (680 kilog.) par pied courant (0m305) de la voie, ou 2,230 kilog. par mètre courant. Les charges imposées par ce poids sur les différentes longueurs de la voie seront comme suit :

PIEDS	MÈTRES	LIVRES par pied courant	KILOG. par mètre courant
700 à 800	213m356 à 243m836	1.620	2.019
600 à 700	182 877 à 213 356	1.640	2.111
500 à 600	152 397 à 182 877	1.670	2.188
400 à 500	121 918 à 152 397	1.710	2.543
300 à 400	91 438 à 121 918	1.780	2.647
200 à 300	60 959 à 91 438	1.920	2.855
150 à 200	45 719 à 60 959	2.040	3.033
100 à 150	30 500 à 45 719	2.340	3.480
80 à 100	24 384 à 30 500	2.500	3.718
60 à 80	18 288 à 24 384	2.700	4.015
40 à 60	12 192 à 18 288	3.000	4.461
25 à 40	7 620 à 12 192	3.300	4.907
15 à 25	4 267 à 7 620	4.000	5.948
15 ou moins.	4 267 ou au-dessous.	5.000	7.435

En calculant les poids pour des distances très-rapprochées des points ci-dessus, on variera les poids par pied ($0^{m}305$) afin que le poids vif total ne soit jamais moindre que s'il était compté pour une plus courte distance au maximum suivant par pied courant.

Les efforts doivent être calculés pour telles positions des roues et poids qui peuvent produire l'effet maximum sur les différentes parties.

2° *Pour les chaussées.* — Un poids vif de 75 livres par pied carré ($366^{k}195$ par mètre carré), ou de 750 par pied courant (1,116 kilog. par mètre courant) sur chaque chaussée de 10 pieds ($3^{m}050$) de largeur, pour toutes les travées jusqu'à 100 pieds ($30^{m}050$), doit être supposé. Pour les longues travées au-dessus de la rivière, le poids vif sera pris à 50 livres par pied carré ($241^{k}130$ par mètre carré) ou 500 livres par pied courant (735 kilog. par mètre courant) d'une chaussée de 10 pieds ($3^{m}050$) de largeur.

Les poutres du plancher et les joints seront cependant calculés pour un poids fixe de 100 livres par pied carré ($488^{k}261$ par mètre carré). Le plancher de la chaussée consistera en madriers de chêne de 3 pouces ($0^{m}076$) d'épaisseur; les poutres principales du plancher seront en fer.

3° *Pour les trottoirs.* — On supposera un poids mouvant de 75 livres par pied carré ($366^{k}195$ par mètre carré) ou de 375 livres par pied courant (558 kilog. par mètre courant) sur chacun d'eux. Le plancher sera en planches de sapin de 2 pouces ($0^{m}051$) applanies et garnies de garde-fous.

Les dessins devront indiquer les moyens proposés pour l'établissement de la seconde voie.

EFFORTS PERMIS

Dans tous les cas, les plans seront faits pour le maximum d'effort qui peut être produit sur chaque partie de la construction.

Toutes ces parties seront dessinées de façon que les efforts s'y produisant puissent être calculés exactement au moyen des formules usuelles reconnues correctes par les ingénieurs des ponts.

Les efforts produits par le vent seront calculés en se basant sur deux suppositions : 1° que les différentes parties du pont sont chargées des poids roulants présumés et que le vent exerce une pression de 24 livres par pied carré (117^{k} par mètre carré), dans une direction perpendiculaire à l'axe du pont sur la surface de la construction, ainsi que sur la surface d'un train de wagons de 10 pieds ($3^{m}050$)

de hauteur ; 2° que le vent exerce une pression de 40 livres par pied carré (195 kilog. par mètre carré), normalement à la surface exposée, le pont non chargé.

Dans l'une et l'autre de ces suppositions le coefficient de sécurité sera 3, et la base des chevalets sera étendue assez loin pour s'opposer à toute tendance de renversement. On devra tenir compte des effets des changements de température jusqu'à 150° Fahrenheit (65° centig.) sur les parties susceptibles de dilatation ou de contraction et l'on devra se prémunir contre eux.

Les différentes travées seront dessinées en sorte que leur flèche, sous le maximum de poids vif et d'efforts supposés, ne dépasse pas la $\frac{1}{1200}$ partie de leur longueur. Le fléchissement latéral ou le mouvement provenant des efforts supposés du vent, sera limité à la $\frac{1}{800}$ partie des travées et, dans les deux cas, les parties seront proportionnées de manière à revenir à leur position primitive, aussitôt que l'effort a cessé son action.

Membres de tension ou éléments travaillant à l'extension. — Pour le poids de la construction, pour les effets du vent et les changements de température, un coefficient de sécurité de 3 sera adopté ; pour le poids vif ou roulant le coefficient de sécurité sera de 8.

La totalité des matériaux dans les différentes parties de la construction sera proportionnée à ces coefficients de sécurité combinés, c'est-à-dire que si l'on veut, dans une partie affectée en tension, se servir de fer laminé, ayant un maximum de force de 54,000 livres par pouce carré (37^{k}97 par millim. carré) en grande surface, il peut être affecté à 18,000 livres par pouce carré (12^{k}66 par millim. carré), s'il porte seulement le poids mort, ou à 6,750 livres par pouce carré (4^{k}700 par millim. carré), s'il est seulement exposé à un poids vif.

La grandeur ou superficie de section des différents membres de tension devra, par conséquent, être déduite en ajoutant au nombre de millimètres carrés nécessaires pour supporter le poids mort, à raison de 18,000 livres (12^{k}066 par millim. carré), le nombre de millimètres carrés nécessaires pour supporter le poids vif à raison de 6,750 livres par pouce carré (4^{k}700 par millim. carré).

Dans la répartition des charges combinées du poids vif et du poids mort, on tiendra compte de la fréquence des effets, et une plus grande résistance devra être donnée aux parties qui travaillent à chaque passage des trains ou des voitures, qu'à celle sur lesquelles la charge ne se produit que rarement. Ainsi les poutres en fer du plancher et les longrines du plancher recevront seulement un effort de 6,750 livres par pouce carré (4^{k}700 par millim. carré), tandis que les barres des cordes peuvent soutenir tout l'effort produit par les poids vif et mort combinés. Aucune partie ayant moins de 5 pieds (1^{m}525) de long ne sera affectée en tension de plus de 7,000 livres par pouce carré (4^{k}900 par millim. carré).

Tous les membres qui doivent résister à des efforts de tension seront préférablement en fer affiné, ayant un minimum de résistance à la rupture de 50,000 livres par pouce carré (35 kilog. par millim. carré) pour les longues pièces, et un maximum d'élasticité d'au moins 26,000 livres par pouce carré (18k980 par millim. carré). Ce fer doux devra s'allonger d'au moins 15 pour cent avant de se briser, et le maximum d'élasticité devra correspondre au point auquel l'allongement produit par l'effort cesse de s'accroître dans la même proportion que l'effort, ce point étant celui à partir duquel la barre montre les premiers signes d'un allongement permanent considérable.

Si les auteurs proposent l'emploi de l'acier en tension, ils seront tenus de prouver qu'il est convenable dans ce but, non seulement au point de vue de la résistance aux efforts de tension et à des vibrations répétées, mais aussi à celui de la certitude absolue de l'uniformité dans sa fabrication ou de son homogénéité.

Eléments travaillant à la compression. — Les membres de compression peuvent être en fonte, en fer ou en acier doux. Pour le fer, quand la longueur des pièces des piles ne dépasse pas vingt-quatre fois le plus petit rayon de giration, la pièce peut être soumise à un effort de 8,000 livres par pouce carré (5k620 par millim. carré).

Quand le membre a une plus grande longueur proportionnelle, sa dimension, s'il est en fer, sera déterminée par la formule de Gordon pour les piliers en fer à bases plates, dans la forme modifiée suivante :

$$P = \frac{40,000}{1 + \frac{l^2}{40,000\, r^2}}$$

dans laquelle P indique le maximum de force par pouce carré de section ; l, la longueur de la pièce, et r le plus petit rayon de giration de sa section.

Pour ce maximum de force, on prendra un coefficient de sécurité, 3 pour le poids mort et 6 pour le poids vif, et le poids mort équivalent aux deux combinés sera donné par la formule :

$$\frac{3 \text{ poids morts} + 6 \text{ poids vifs}}{3} = \text{équivalent poids mort,}$$

pour lequel le coefficient de sécurité sera 3. Des résultats ainsi obtenus, on déduira 20 pour 100 pour chaque cheville dans un bras ou montant.

On donnera la préférence aux dessins où les membres en compression seront le plus accessibles à l'examen, au nettoyage et à la peinture.

Les auteurs de projets, qui se proposent d'employer l'acier en compression,

auront à fournir des preuves, reposant sur des expériences incontestables, que les efforts qu'ils proposent de lui faire supporter sont relativement aussi convenables que ceux prévus plus haut pour le fer, et de la certitude absolue de l'uniformité dans sa force.

En l'absence de ces preuves, les effets autorisés sur l'acier ne seront pas supérieurs à 20 pour cent de plus que ceux autorisés sur le fer.

La fonte ne sera pas employée pour les membres principaux des travées. Elle sera proportionnée pour la compression, selon la modification apportée par Rankine à la formule de Gordon :

$$P = \frac{80{,}000}{1 + \frac{l^2}{3{,}200\, r^2}}$$

avec un coefficient de sécurité de 4 pour le poids mort et de 8 pour le poids vif. Aucune partie de fonte ne devra avoir moins de $\frac{3}{4}$ pouce (0^m018) d'épaisseur, et, encore, ne devra-t-elle pas servir là où un effort de cisaillement ou de tension pourra se produire, ou là où il peut y avoir une probabilité que la forme des parties amènerait des imperfections dans les fontes, telles que des soufflures, etc.

Des tables d'efforts doivent être soumises à l'examen des ingénieurs, montrant séparément les effets causés par les poids mort et vif, aussi bien que par le vent et les changements de température.

Les estimations et devis devront donner des détails suffisants pour qu'on puisse en reconnaître l'exactitude, et indiquer en même temps les quantités de chaque nature de matériaux, et les prix auxquels les auteurs proposent de les fournir, mis en place.

DÉTAILS DE CONSTRUCTION

La construction du pont devra s'effectuer sans interruption de la navigation sur l'East River, et sans entraver la circulation d'aucune rue, route ou avenue.

La préférence sera donnée aux projets qui, à dépense égale, prennent le moins de largeur sur le sol du côté de New-York, afin de réduire les dépenses causées par les indemnités d'expropriation.

Les projets prendront pour base l'emploi des meilleurs matériaux.

La fonte peut être employée pour les tours, les lits, les piédestaux et les éperons. Elle doit être de la meilleure qualité de fonte grise.

On donnera la préférence aux extrémités recourbées dans tous les membres de tension

Si les auteurs proposent l'emploi de fers soudés, ils devront indiquer par quels moyens ils procèdent pour faire ces soudures, et en prouver l'avantage.

Les trous des rivets, dans les membres en fer, peuvent être percés à la machine, mais ils doivent l'être d'une façon exacte. Tous les autres trous seront faits au foret. Les extrémités élargies des barres à œils seront faites de sorte que la section du métal, dans la tête (à l'exclusion du trou de la cheville), soit de 50 pour cent plus considérable que dans le corps de la barre. Les trous des chevilles seront percés assez exactement pour que les barres ne varient pas dans leurs longueurs de plus de $\frac{1}{64}$ de pouce ($\frac{3}{10}$ millimètre).

Les chevilles seront en fer et devront, à $\frac{1}{32}$ de pouce près ($\frac{7}{10}$ millimètre), garnir le trou de cheville. Leur section doit être telle que l'effet de cisaillement ne dépasse pas 7,000 livres par pouce carré (4k920 par millimètre carré), et leur diamètre ne sera pas de moins des deux tiers de la plus grande dimension d'aucun membre de tension s'y attachant. Il serait préférable que tous les différents membres s'attachant aux chevilles fussent disposés aussi compactes que possible.

Toutes les jonctions vissées auront un diamètre tel, qu'il prévoira un excès de matière de 10 pour cent, après déduction de la profondeur du filet de la vis, avec des écrous de force équivalente, et elles auront au moins trois pas de vis au delà des écrous.

Les barres coudées auront, dans toutes leurs parties, une force suffisante pour permettre qu'à l'essai une fracture se produise plutôt dans le corps de la barre que dans l'un de ses coudes.

On ne se servira pas de fer ou d'acier ayant moins de $\frac{3}{8}$ de pouces (0m009) d'épaisseur, excepté aux endroits où le nettoyage et la peinture sont toujours possibles sur les deux faces, et où la surface entière est entourée de matières inoxydables.

Les projets peuvent prévoir l'établissement de chevalets en bois sur la côte de Long-Island, mais seulement s'ils présentent une économie sur le fer, et que la charpente soit disposée de façon qu'on puisse renouveler les pièces qui se détérioreraient.

DISCUSSION DES DIFFÉRENTS PROJETS

N° 1. — Planche XLVII, fig. (1). — Le plan soumis à l'examen par M. L. W. Wright comporte, dans les grandes portées, une poutre à treillis avec un arc courbe considérable.

Il ne donne pas les calculs déterminatifs des forces qui agissent sur les différentes parties.

Le comité a jugé que l'auteur, après un examen attentif, modifierait entièrement son projet, s'il faisait les calculs exacts des forces qui se développent par le poids de la poutre même.

— A première vue, il est facile de se rendre compte que ce pont ne répondrait pas aux conditions élémentaires de résistance, puisqu'en effet, au milieu de la poutre, les cordes inférieure et supérieure se rapprochent, tandis que, théoriquement, elles devraient plutôt s'éloigner de façon à amoindrir les efforts sur ce point central des cordes. L'auteur de ce projet, en les rapprochant, tend donc au contraire à augmenter ces efforts, ce qui est opposé à toutes conditions pratiques de stabilité. —

N° 2. — Planche XLVII, fig. (2). — Le plan de M. G. A. Karwiese consiste en un arc, dont la partie inférieure est parabolique et la partie supérieure légèrement cambrée. Ces deux parties sont formées par des poutres tubulaires, reliées comme on le voit dans la figure.

Si ce pont devait être construit au-dessus d'un fleuve très-encaissé, de façon à ce qu'on puisse appuyer les arcs sur la roche naturelle, le plan serait dans de bonnes conditions et pourrait être adopté en raison de l'économie qu'il présente. Le sommet de l'arc parabolique et les extrémités où posent cet arc sont disposés de façon à ce que les effets de dilatation et contraction, produits par les variations de la température, soient éliminés, tandis que la corde supérieure ne sert qu'à donner à cet arc de la rigidité. La nécessité de construire les culées de ces arcs à une grande hauteur au-dessus du sol, pour ne pas gêner la navigation, causerait de grandes dépenses, sans donner pour cela satisfaction aux exigences du cahier des charges, puisque pour l'élévation de la plus grande portée, on exige un espace libre de 760 pieds (231^{m}642), tandis qu'au milieu l'auteur indique une hauteur de 135 pieds (41^{m}147), puis de 130 pieds (39^{m}623), sur une longueur de seulement 230 pieds (70^{m}103) au milieu de la portée, et de 97 pieds (29^{m}565) seulement, à une distance de 80 pieds (24^{m}384) des culées, en un point où les navires doivent pouvoir passer.

La méthode proposée pour le montage de cette travée consiste à l'élever par moitié sur chaque rive du fleuve, une des extrémités étant placée sur un pivot et l'autre sur un ponton ; puis de faire décrire à ce ponton un quart de cercle, en se servant de la culée comme pivot, et en réunissant alors les deux moitiés de ces arcs. Cette méthode semble absolument hasardeuse bien qu'ingénieuse, mais non seulement elle empêcherait la navigation, mais encore on courrerait grand risque de perdre toute la construction.

Ces objections ont paru de nature à faire écarter absolument ce projet.

— Avec les moyens dont on dispose aujourd'hui, cette combinaison ne nous paraît pas aussi impraticable que l'a jugé le Comité. Si l'on considère, en effet, la facilité avec laquelle on manœuvre des navires de 4 à 5,000 tonnes, au moyen d'amarres, pour les faire pénétrer dans l'étroit chenal donnant accès aux Docks, nous ne voyons pas comment le ponton, qui ne supporterait même pas la moitié du poids de la demi-travée, ne pourrait pas, dans une journée calme et sur un fleuve comme l'East River, en se servant des culées comme point d'amarre, amener sur l'eau, avec l'aide de câbles, un poids de cette nature, ni pourquoi la jonction des deux demi-travées ne pourrait pas s'effectuer en donnant toutes garanties. —

N° 3. — Planche XVLII, fig. (3). — Les dessins de M. W. J. Morris, présentés pour la Compagnie des Ponts à Cincinnati, comportent pour les grandes travées, un câble de suspension formé en fils d'acier, rendu rigide au moyen de deux arcs paraboliques placés sur ce câble et réunis au milieu de la portée, comme on le voit dans la figure.

Ce projet donne, parmi les études présentées, le seul système de suspension, où la rigidité désirable pour un pont de chemin de fer soit réalisée d'une façon satisfaisante. Quoique les plans soient trop défectueux pour être admis tels qu'ils sont, ils présentent une excellente particularité, celle de donner à la construction, dans toutes ses parties, une grande harmonie. Elles travaillent toutes également, et il n'y a aucun doute sur les forces qui agissent sur chacune d'elles ; pour que ce fait se produise, il nous semble que les câbles doivent être attachés au milieu de la portée. L'auteur dit qu'en effet cela doit se faire, mais les plans ne montrent pas de quelle manière, et il nous semble difficile d'appliquer cette disposition à un câble de fer.

Les détails de ce pont sont si imparfaits, que nous ne saurions le recommander. La grande longueur des câbles postérieurs produit une élévation et un abaissement de 4 $\frac{3}{10}$ de pieds (1^{m}320) au centre de la travée, selon les variations extrêmes de la température. Non seulement le poids mort de la structure est calculé au-dessous de la réalité, mais il y a encore de graves erreurs de calcul dans les forces qui correspondent à certaines répartitions du poids, et qui, rectifiées, conduiraient à employer une plus grande quantité de matériaux et, par suite, à augmenter le prix indiqué dans le devis estimatif.

Ces erreurs et ces défauts, qui affectent des parties importantes de la construction, vicient le projet à tel point qu'ils le rendent inadmissible.

N° 4. — Planche XLVII, fig. (4). — M. A. Lucius propose une construction ayant de grands rapports avec les types existants pour les portées ordinaires.

Les approches sont posées sur des chevalets en fer, et les grandes travées sont du système Pratt, modifiées comme l'exige leur propre poids mort, si considérable qu'il n'est pas besoin de contre-bras pour contre-balancer l'effet du poids vif. En examinant les calculs des forces et les quantités de matériaux, on a reconnu leur correction, et le plan remplit toutes les conditions imposées, quant à la stabilité, aux efforts et aux dispositions des routes.

Ce plan démontre bien comment certains types de ponts, excellents lorsqu'ils sont adoptés pour certaines longueurs de travées, deviennent coûteux quand ils sont appliqués à de grandes travées ou dans certaines conditions d'emplacement, et aussi combien il est difficile de dire d'aucun type qu'il est le meilleur.

Ainsi, pour une ouverture au-dessous de 20 pieds (6^{m}096), nous employons une simple poutre en bois ou en fer. Pour des travées d'environ 40 pieds (12^{m}192), des poutres pleines constituent une meilleure construction ; tandis que, pour des portées de 100 (30^{m}500) à 400 pieds (121^{m}918), différents systèmes de poutres à grandes mailles, variant dans leur composition avec la portée, ont été trouvés préférables, selon les exigences de chaque cas.

Quand nous arrivons à des travées de 6 à 700 pieds (182^{m}877 à 213^{m}356), il est bon de se départir de la pratique habituelle, et les types des travées de 4 à 500 pieds (121^{m}918 à 152^{m}997) ne sont plus les plus économiques. C'est en raison de ce principe que quelques propositions de nouveaux types de pont sont faites de temps en temps par les ingénieurs qui s'occupent de ces questions. Beaucoup d'entre elles ne reçoivent pas de suite, car les occasions de construire des grandes travées sont très-rares; et la plupart du temps celles de ces propositions qui ont du mérite n'ont pas développé les avantages qu'auraient ces longues travées, au point de vue économique.

On verra donc que M. Lucius, tout en se conformant de trop près aux types existants, a produit un plan qui, malgré et peut-être à cause de ses autres mérites, est très-coûteux.

Le prix est estimé à 2,523,072 dollars (12,615,360 fr. environ) pour une seule voie, sans le tunnel, tandis que quatre autres projets au moins, comportant ces éléments, coûteraient moins de 2,000,000 de dollars.

Mais il existe en outre, dans la méthode proposée pour placer les fermes, une difficulté et un danger. Il propose de les construire sur le terrain, avec une extrémité projetant néanmoins sur l'eau ; de placer cette extrémité sur un chaland [la plus grande travée a un poids total de 4,418,000 livres (2,003,602 kilog.)] et de la faire avancer au travers du bras du fleuve en la roulant sur la culée, jusqu'à ce qu'elle atteigne sa place définitive sur l'autre culée. Il prétend que cette opération n'obstruerait la navigation qu'un seul jour pour chaque ferme.

Cela nous paraît une opération hasardée et, en raison des obstacles qui pourraient se produire, soit par le passage de navires et par le vent ou la marée, ou encore par des délais et des difficultés imprévues dont une seule suffirait pour anéantir une construction si coûteuse, nous ne voudrions pas conseiller de courir d'aussi grands risques, la construction fût-elle plus économique.

— Ici, comme nous l'avons déjà dit à l'occasion du plan n° 2, le montage ne nous paraît pas si impraticable ni si hasardé que le déclare le Comité, et ses objections ne nous paraissent pas concluantes, puisque l'on peut parfaitement choisir, pour l'opération définitive du montage, un jour où ce travail ne serait troublé ni par la marée, ni par le vent. —

N° 5. — Planche XLVII, fig. (5). — M. W.-S. Pope propose, au nom de la Compagnie des travaux de Ponts de Détroit, un pont suspendu à poutre auxiliaire. Les câbles seraient en fils d'acier, et les grandes travées auraient la forme indiquée sur la figure.

Les descriptions qui accompagnent les plans sont les plus complètes que nous ayons reçues. Les natures des efforts et leurs calculs, ainsi que la description des parties, sont disposés si intelligemment qu'on a immédiatement une idée claire de chacun des détails du dessin.

Nous ne pouvons accepter cependant comme exactes quelques-unes des hypothèses adoptées pour la distribution des efforts. La poutre de rigidité, qui supporte la chaussée sur les grandes travées, est suspendue au câble par des tiges de suspension, et aux tours par une série de haubans qui s'étendent jusqu'à environ la moitié de la distance de l'extrémité des tours au milieu du pont, comme dans le pont suspendu du Niagara. Dans ce système, on prétend que les câbles supportent une moitié du poids, et que l'autre moitié est supportée par les haubans. Or, ces câbles et ces haubans forment deux systèmes de suspension indépendants et distincts, et il n'existe aucune preuve que le poids placé à un point quelconque se distribuera dans la proportion particulière prétendue. Si bien ajustés qu'ils soient, au moment de l'érection, les deux systèmes éprouvent des altérations résultant des changements dans la température, et ces changements doivent altérer leur position et leur longueur relatives, et aussi les proportions relatives des poids qu'ils supportent. C'est le cas qui se produit au pont du Niagara; la contraction du câble, dans une froide journée d'hiver, élève la plate-forme et soulage les haubans du pont, à ce point qu'ils se courbent. Les câbles, dans ce pont, doivent donc être construits assez solides pour faire tout le travail avec un coefficient de sécurité d'environ $4\frac{1}{2}$, et les haubans doivent servir seulement à rendre la poutre rigide.

Nous voyons cependant que le projet ne prévoit pas les effets des changements de température qui sont très-considérables dans les grandes travées.

Le coût énorme est la condamnation de ce plan. L'estimation s'élève à 3,700,000 dollars, (18,500,000 fr.), sans le tunnel. Il est juste pourtant de déclarer que ce chiffre comprend une allocation de 20 pour 0/0 pour couvrir les frais de travaux d'établissement, l'estimation nette restant à 3,066,400 dollars (15,332,000 francs) pour un pont à une seule voie; ce chiffre, néanmoins, malgré cette réduction, est le plus élevé sur la liste.

N° 6. — Planche XLVII, fig. (6). — C'est aussi un pont suspendu de même espèce, qui est soumis par E.-W. Serrell et fils; les câbles se composent de barres à œils qui, unies à un système de haubans, soutiennent une poutre rigide.

Nous ne pouvons accepter ce projet qui ne répond pas à la condition du programme, stipulant que la construction doit être conçue de manière à prévoir le maximum des forces qui peuvent se produire sur chaque partie du pont.

Les auteurs prétendent que tout le poids mort de la construction, dans les longues travées, sera supporté par les barres à œils, ce qui est vrai, jusque-là ; mais ils prétendent également que, dans la portion où les deux systèmes s'étendent, tout le poids vif sera supporté par les haubans, aussi loin qu'ils s'attachent, et que les chaînes supporteront le reste, c'est-à-dire cette portion du poids vif qui se trouve entre les extrémités des systèmes de haubans. Cette prétention ne paraît justifiée à aucun des membres du Comité. Il lui a semblé qu'en concevant une structure composée, dans laquelle différents systèmes doivent supporter le poids, comme dans le cas d'une chaîne de barres à œils et de haubans diagonaux, ou dans celui d'un arc et d'une poutre, il est naturel de prétendre que le poids sera réparti en quelque proportion entre eux; mais, dans ces cas, il est indispensable pour la sécurité que chacun d'eux soit d'une force suffisante pour supporter seul tout le poids qui peut se produire sur les deux; et comme, dans le cas actuel, le poids mort et le poids vif sont principalement concentrés sur le même plancher, il est probable que les forces résultant des deux poids suivront la même loi de stabilité et prendront la plus courte voie possible vers le sommet des tours, compatible avec la répartition des poids et la constitution du pont.

Les calculs de forces résultant du poids vif supporté par le câble entre les extrémités des haubans, et de ceux dus au vent agissant de la rivière sur les faces des tours, laissent beaucoup à désirer.

Les poutres de rigidité sont de la hauteur de 12 $\frac{1}{2}$ pieds (3^{m}810), ce qui nous paraît insuffisant et rendrait trop flexible le milieu de la travée, dont cette partie serait soumise à de trop grands efforts, si des trains à grande vitesse passaient sur elles, ainsi que cela doit se produire.

Les auteurs du projet proposent une disposition ingénieuse pour assurer le travail

concourant du câble et des haubans, lors des changements de température. Ils proposent de fixer aux selles sur les tours un levier, et d'attacher les haubans à une série de pivots placés sur ce levier, de telle façon que ses mouvements compenseront les différentes contractions et extensions des chaînes et des haubans, selon les différentes températures. Nous ne saurions dire si cette disposition donnerait les résultats attendus. S'il était certain que tous les différents éléments du pont fussent toujours exposés également au soleil et également chauffés ou refroidis, et que la dilatation du câble et de la poutre rigide fût toujours linéaire, au lieu de présenter une courbe dont la courbure change avec la température, le résultat poursuivi par les auteurs serait acquis sans aucun doute. Cependant, il est bon d'étudier ce point avant de recommander l'adoption d'une méthode qui, bien qu'ingénieuse, n'est encore qu'à l'état d'expérience future.

Il faut faire remarquer qu'aucun des dessins soumis et conçus avec l'emploi des ponts suspendus ne remplit les conditions stipulées. Cela résulte, en partie, des défauts dans les détails, mais surtout de la difficulté d'adapter ce système aux nécessités du trafic auquel on doit satisfaire, et qui exige une structure rigide. Les ponts suspendus avec poutres rigides sont nombreux et ont été érigés avec succès pour les routes sur lesquelles les poids roulants sont légers et ont une vitesse réduite, donnant ainsi à une construction flexible le temps de s'assimiler les efforts successifs correspondant aux déplacements des poids qu'elle supporte. Quand, au contraire, les poids énormes et rapprochés des locomotives et des trains passent à grande vitesse (comme ce serait le cas sur un pont de 2 milles de longueur, assez coûteux pour ne négliger aucun des profits qu'il peut donner, afin de payer les intérêts du capital engagé), la construction doit encore être assez rigide pour ne recevoir aucune secousse sous les effets du poids vif. Cette rigidité indispensable peut être donnée, pensons-nous, par une poutre auxiliaire, mais la rigidité même de la poutre, si elle est continue, l'empêche de travailler en harmonie, selon la température, avec le câble. Il en est ainsi dans les ponts routiers auxquels nous avons fait allusion, et au pont du Niagara (sur lequel on n'autorise que le mouvement ralenti des trains), où on a employé une poutre auxiliaire continue. De là, l'obligation d'employer un système de poutre auxiliaire qui reste fixe dans son milieu. Le projet que nous venons d'examiner ou les autres dispositions, proposées jusqu'à présent (et que nous n'avons la place pour discuter), forcent à s'éloigner considérablement des méthodes ordinaires de suspension, et aucun des dessins soumis (excepté, peut-être, celui de la Compagnie des Ponts de Cincinnati) ne semble reconnaître cette obligation.

N° 7.—Planche XVLIII, fig. (1).—Le dessin de MM. Henry Flad et Cie consiste, pour les grandes travées, en une suspension à lignes droites ou plutôt de «derrick

bridge, » disposée en vue d'une double voie dans toute la longueur, y compris les accès.

La figure (1) représente l'élévation générale de la grande travée.

La difficulté d'empêcher les longues chaînes de suspension de plier sous leur propre poids et de déformer la figure théorique de la disposition du pont, est surmontée ingénieusement au moyen d'un système de bras et d'attaches unissant tous les joints des lignes droites par des arcs circulaires les empêchant de prendre la forme de chaînette, en les maintenant en ligne droite. Nous croyons que ce détail est absolument nouveau et qu'il surmonte en grande partie les objections qui se sont jusqu'ici élevées contre les ponts « derrick. »

Les calculs des forces et les supputations des poids sont corrects, mais il existe quelques défectuosités dans les contreventements entre les deux poutres principales, qui accroîtraient sensiblement l'estimation des quantités des matériaux. Le détail du dessin qui donne lieu à la plus grave objection, est que la chaussée et les trottoirs sont placés sur des consoles, se projetant ainsi en dehors de l'intervalle des poutres, et mal fixés aux lignes droites de suspension, donnant ainsi une base étroite et une disposition regrettable. Le projet est bon néanmoins, mais il n'est pas le plus économique. Son estimation s'élève à 2,610,785 dollars (13,053,925 fr.), pour une double voie dans toute la longueur, l'auteur du projet n'ayant pas présenté l'étude pour un pont à une seule voie susceptible d'un élargissement futur.

Ce qui motive probablement la plus grande dépense dans le projet de MM. Flad et Cie, est ce fait que, devant chaque couple de barres droites de suspension supporter une longueur uniforme de 50 pieds (15^{m}240), ils doivent tenir compte du maximum de poids vif qui se produit sur une telle travée, soit 4,750 livres par pied courant (7,063 kilog. par mètre courant), tandis que le poids maximum qui peut se présenter sur la totalité des 734 pieds (223^{m}719) de ces travées, donne seulement une moyenne de 3,370 livres par pied courant (5,011 kilog. par mètre courant.)

Il n'est que juste de mentionner, dans cette circonstance, que deux plans dignes d'éloges pour des ponts à double voie de chemins de fer et de route, du système « derrick, » ont été soumis, dès le début, au Comité par le professeur W. P. Trowbridge, de New-Haven. Nous regrettons que ses nombreuses occupations l'aient empêché de les réviser pour les rendre conformes aux prescriptions du comité, d'autant plus que le professeur Trowbridge fut l'un des premiers à s'intéresser au projet d'un pont sur l'île de Blackwell, et à proposer à cet effet un pont du système « derrick. »

Peu des sept projets qui ont été déjà discutés sont l'œuvre des ingénieurs ordinaires des Compagnies de construction de ponts. Quelques-unes des estimations

peuvent donc nécessiter une révision des prix et des quantités de matériaux nécessaires, afin d'être absolument sûr du prix de revient.

— Les deux plans qui restent à décrire ne sont pas seulement les meilleurs en eux-mêmes, selon notre opinion à tous, mais encore ils sont appuyés par des entrepreneurs de ponts occupant de hautes situations et qui nous paraissent disposés à passer des contrats pour leur construction, moyennant un prix déterminé.

L'un et l'autre de ces plans sont satisfaisants et peuvent être adoptés et construits ; et il est hors de doute qu'après les modifications et améliorations finales que les constructeurs voudraient certainement y introduire, ils donneraient entière satisfaction.

N° 8. — Planche XLVIII, fig. (2). — La Société Clarke, Reeves et Cie, de la Compagnie des travaux de ponts à Phœnixville, soumet un projet d'après lequel elle propose d'employer, pour les travées au travers de la rivière, le système d'arc à charnières, inventé et breveté, par le capitaine James B. Eads, l'ingénieur distingué du pont de Saint-Louis.

Une élévation est présentée dans la figure (2).

L'arc proprement dit consiste en deux poutres lenticulaires s'appuyant l'une contre l'autre au milieu, où elles sont réunies à charnières, ainsi que sur les sommets des piles, avec deux plus petites poutres de même forme, qui continuent la forme de l'arc jusqu'au point d'appui sur la fondation du roc en dessous.

Les arcs principaux ou membres supérieurs sont deux colonnes « Phœnix » en fer, de 30 pouces (0m750) de diamètre extérieur, réunies transversalement par des pièces droites, chacune de la longueur d'un panneau, excepté aux ouvertures nécessaires pour les routes, la voie et la chaussée. A ces endroits, elles auront au moins la longueur de deux panneaux, et les joints correspondants des colonnes contiguës seront de même renforcés.

Les membres inférieurs ou contre-arcs se composent de fers plats et cornières rivés ensemble, de manière à former des fers à U. Les barres du treillis sont en fers à U de 10 pouces (0m254), attachés aux arcs supérieur et inférieur par des chevilles de réunion. Ces contre-arcs forment entre les piles deux demi-arcs ou « lunettes, » dont les poussées sont principalement transmises à la fondation par la continuation de poutres à arc, déjà mentionnées.

Les piles, qui sont des colonnes « Phœnix » avec des bras diagonaux transversaux, doivent recevoir seulement les effets qui peuvent se produire sur eux par suite d'une charge inégale des arcs et une partie des efforts de la pression du vent. Ces efforts sont alternativement à la compression et à la tension, et les piles sont en conséquence prévues pour résister à ces effets et pour être ancrées à leurs fondations.

Le plancher est supporté par des poutres en fer de deux pieds (0^{m}610) de hauteur, faites de fers plats et cornières, et de solives longitudinales de 15 pouces (0^{m}381) de hauteur. Les poutres du plancher sont suspendues à l'arc par des barres plates de différentes longueurs, unies entre elles de façon à former un treillis carré. La tige de suspension la plus longue est placée au milieu du pont; il a 80 pieds (24^{m}384) de long. Le plancher est divisé par quatre fermes ou arcs en trois chaussées de largeur égale, la chaussée centrale étant occupée par la voie ferrée et les deux autres par les routes et trottoirs. C'est là une disposition convenable pour une seule voie de chemin de fer; mais si une seconde devait y être ajoutée plus tard, les prévisions doivent se produire dès maintenant en construisant l'arc extérieur assez solidement pour supporter le poids qu'on devra lui faire supporter. L'estimation de cette seconde voie est portée par les auteurs à 151,000 dollars (755,000 fr.). La largeur totale de la construction est de cinquante sept pieds (17^{m}373), mesurée aux bords extrêmes.

Ainsi qu'on devait l'attendre d'une Compagnie d'une expérience aussi connue, les plans sont très-soigneusement étudiés dans tous leurs détails; les calculs et déductions pour les forces sont corrects, et le dessin est presque si parfait, qu'il n'y aura pas lieu de le modifier.

On peut objecter qu'il ne laisse pas dans toute sa longueur une ouverture de la hauteur exigée par les conditions indiquées au cahier des charges pour le milieu de la rivière, 130 pieds (39^{m}623). Dans le plan présenté, la partie la plus haute du pont est à 135 pieds (41^{m}147) au-dessus du niveau moyen de la marée au milieu; à une distance de 200 pieds (60^{m}958) du centre, il est à 130 pieds (39^{m}623), et aux rives, à 108 pieds (32^{m}918). La Compagnie déclare qu'à cet égard, les arcs peuvent être élevés, si l'on croit qu'à la hauteur et à la place indiquées, ils peuvent gêner la navigation. Conformément à cette supposition, un dessin modifié nous a été adressé, sur lequel la hauteur précise sur les rives est à 120 pieds (36^{m}575), soit la même qu'au pont de Brooklyn. Cette modification n'en amène aucune dans les estimations.

Ce plan d'un arc à charnières serait admirable s'il s'agissait d'un torrent à lit profond, avec des rives de rochers escarpées, comme au pont suspendu du Niagara. La topographie d'un tel emplacement et l'absence de toute navigation faciliterait aussi grandement son édification, en même temps qu'elle la rendrait moins dispendieuse; car, dans une travée de 700 (213^{m}356) à 800 pieds (243^{m}836), un des principaux problèmes à résoudre réside dans les moyens de mise en place avec une dépense admissible et sans danger de désastre pendant sa construction.

MM. Clarke, Reeves et Cie proposent d'adopter une méthode assez semblable à celle employée au pont de Saint-Louis, et de projeter chaque demi-arc, panneau

par panneau, à partir du rivage, le suspendant pendant l'érection à une série de haubans fixés à des tours temporaires sur les piliers et ancrés sur les rives. Chaque demi-arc se projetterait ainsi au delà des haubans jusqu'à ce que ceux du milieu se joignent au centre de la rivière où la charnière centrale pourrait être installée, délivrant ainsi les haubans du poids qui les chargeait. Cette méthode a réussi à Saint-Louis pour des travées de 515 pieds (156^{m}969). Il reste à savoir si elle pourrait être appliquée pour des travées de 734 pieds (223^{m}719), puisque les poids sont plus considérables et leur force de levier plus grande, et aussi que les circonstances ne sont pas absolument identiques.

Bien qu'à première vue l'érection paraisse difficile, coûteuse, et, peut-être, hasardée, nous sommes informés par les auteurs du projet, qu'ils sont convaincus de son absolue praticabilité, et qu'ils ont prévu dans leurs estimations toutes les dépenses d'édification.

Par suite d'une ambiguïté dans les termes de nos conditions, relativement à la formule donnée pour calculer les forces sur les membres de compression, appliquée aux sections, moindre que 24 fois le rayon de giration, les auteurs du projet (comprenant la clause complètement à leur désavantage), ont calculé les forces sur les arcs principaux à 8,000 livres par pouce carré de section (5^{k}62 par millim. carré), et ont par suite prévu une construction matériellement plus forte qu'ils ne l'auraient faite, s'ils avaient (comme d'autres auteurs) considéré différemment la clause, qui donne comme résultat dans certains cas environ 11,000 livres par pouce carré (7 kilog. par millim. carré), ils auraient ainsi économisé environ 900,000 livres (450 tonnes) de matériaux dans la plus grande travée seule, telle qu'elle est représentée sur leur dessin.

MM. Clarke, Reeves et Cie, nous disent que les 1,100,000 livres (550 tonnes) de fer stipulées dans leurs estimations des poids, sont bien tout ce qui est nécessaire pour la construction du pont. Ce poids de fer doit donc être déduit du poids de la structure complétée. La somme considérable nécessitée pour l'érection des arcs est une garantie de la sécurité que donnera le montage.

Des objections pourraient se produire peut-être sur la nécessité de suspendre le plancher aux joints des panneaux de l'arc, mais les auteurs du projet ont judicieusement fait, en treillis en travers, des tiges de suspension, dont la plus longue a 80 pieds (24^{m}384), afin de donner à la plate-forme du plancher la stabilité latérale et de contre-balancer la tendance d'oscillations, par suite de l'effet du vent.

Si ce plan devait être celui choisi pour la construction du pont, nous devons appeler l'attention sur les points suivants :

1. Les contreventements latéraux « lateral bracings », n'existent nécessairement pas dans huit panneaux du contre-arc, et dans quatre panneaux de l'arc

principal, afin de laisser de la place au-dessus de la chaussée dans le voisinage des points d'intersection de celle-ci avec la ligne des arcs. Cela nécessitera de renforcer les joints et les colonnes en ces points.

2. Les piles étant prévues principalement pour recevoir l'union à charnière des poutres lenticulaires principales et des lunettes, et ne supportant pas de poids mort, ne peuvent pas constituer des supports contre les effets du poids vif résultant d'un poids roulant en un point déterminé, sans être ancrées à la fondation : ce qui semble résulter du dessin.

3. Les changements de température tendront à faire mouvoir les sommets des piles dans le sens de l'axe du pont. Ce mouvement, cependant, ne s'élèvera qu'à 1 $\frac{3}{4}$ pouce (0^m043) pour la variation totale de 150 degrés Fahrenheit, prévue dans les clauses, et les piles peuvent plier dans ces conditions sans danger.

En somme, la réalisation de ce projet donnerait une construction d'un grand mérite. Le prix pour une seule voie dans toute la longueur, sans le tunnel, est estimé à 1,767,274 dollars (8,836,370 fr.). Pour une double voie aux accès du côté de New-York et de Long-Island, avec voie simple à travers les deux bras de la rivière et l'île de Blackwell, il serait de 1,932,878 dollars (9,664,390 fr.) Néanmoins, si l'on désire la prévision de l'établissement de la seconde voie sur tout le parcours, le prix de premier établissement sera accru de 151,000 dollars (755,000 fr.), soit 2,083,878 dollars (10,419,390 fr.), tandis que l'addition de cette seconde voie (aux prix actuels), coûterait 202,400 dollars (1,012,000 fr.) en plus ; ce qui ferait, pour la construction avec une double voie dans toute sa longueur, une somme de 2,286,278 dollars (11,331,490 fr.).

N° 9. — Planche XLVIII, fig. (3). — Les plans présentés par M. Macdonald, au nom de la Compagnie des ponts de la Delaware, proposent, pour les travées au travers de l'East River, une nouvelle modification au type de pont à « chandeliers. »

Ce type a déjà été proposé, mais avec deux cordes seulement, placées aussi loin l'une de l'autre qu'il était nécessaire pour réaliser la plus grande économie sur les parties connexes intermédiaires. Cette disposition est celle qui existe pour les ponts à poutres, et elle assure l'économie des matériaux, en portant les efforts aussi loin que possible de l'axe neutre.

Dans un pont « à chandeliers, » cependant, les deux chandeliers équilibrés sur les piles forment des bras, dont les extrémités du côté du rivage sont ancrées et dont les extrémités du côté opposé soutiennent une travée centrale reposant simplement sur elles et libre de se dilater ou de se contracter, selon les changements de température.

Ces bras remplissent, par conséquent, une double fonction ; ils soutiennent leur propre poids et leur charge roulante à l'extrémité de leurs parties ; de plus, ils

soutiennent également le poids de la travée centrale et sa charge roulante s'étendant entre les extrémités des bras.

La Compagnie des ponts de la Delaware propose de profiter de cette division de fonctions, en subdivisant le candélabre en trois bras superposés l'un à l'autre au moyen de cordes intermédiaires, comme le montre la fig. (3).

L'auteur du projet prétend que, par cette disposition, le poids est maintenu aussi bas que possible, et qu'en évitant la nécessité de porter tout le poids au sommet de la tour centrale sur la pile, il en résulte sur ce point, non seulement une grande économie dans cette tour, mais aussi dans tous les membres en compression des faces des chandeliers, qui deviennent de la forme la plus simple et composés de longueurs usuelles, tandis que la stabilité est grandement accrue, et que l'érection devient si simple et si économique que la construction fournit en quelque sorte ses échafaudages, excepté dans l'espace central.

Chaque chandelier ou bras est divisé par les deux cordes intermédiaires en trois bras subsidiaires superposés, et de 36 pieds (10^{m}973) de longueur. Ceux-ci sont divisés de nouveau, verticalement, en panneaux de 30 pieds (9^{m}144) de long, par les poutres qui seules portent les poids mort et vif, et auxquelles les attaches diagonales sont fixées ; les poutres, au-dessus de celles-ci, servent simplement à porter le poids des cordes du chandelier et à les empêcher de s'abaisser au-dessous d'une ligne droite.

Le procédé d'érection consiste à allonger les parties au moyen d'une poutre équilibrée, panneau par panneau, de chaque côté de la pile, se servant de chaque bras subsidiaire comme de fondation pour celui qui est au-dessus de lui, et, alors que les bras sont complétés, à rouler une poutre en bois contre-balancée, de 300 pieds (91^{m}438) de long, sur l'espace où doit être la travée centrale, qui a 200 pieds (60^{m}959) de long.

Les extrémités des chandeliers, au rivage, sont soutenues par trois piles, entre lesquelles l'ancrage est distribué.

Il y a trois travées ; le pont est divisé dans sa section en deux chaussées, l'une pour la voie de chemin de fer, et l'autre pour une double route pour les voitures, de 20 pieds (6^{m}096) de largeur ; les trottoirs sont placés sur des bras débordant la chaussée des voitures. Si une seconde voie était ajoutée, on a prévu à son établissement au moyen de travées indépendantes, et la chaussée pour les voitures se trouvera au milieu.

La corde inférieure est composée de plaques de fer de 24 pouces (0^{m}610), et de barres à U de 8 pouces (0^{m}203), rivées ensemble. Les montants verticaux consistent en deux barres à U avec treillis, et les diagonales et les chaînes de suspension, ou cordes supérieures, sont en barres plates de 6 pouces (0^{m}152) de largeur.

Toutes les chaînes, verticales, diagonales et de suspension, sont unies entre elles et avec la corde inférieure et les tours par des joints à chevilles. Les tours se composent de montants faits de fers plats et de fers à U unis par un treillis, et sont contreventées transversalement et diagonalement.

Les piles de la rive, sur lesquelles reposent les bras du chandelier, sont semblables aux tours et ancrées à la fondation, afin de résister à la compression et à la tension.

Le plancher consiste en poutres de fer faites de fers plats et cornières. Les poutres principales du plancher sont suspendues aux chevilles de chaque panneau.

Les trottoirs sont supportés par des bras attachés aux montants verticaux au-dessus du plancher principal.

La travée centrale est une poutre Pratt, avec jonctions à chevilles, et un double système de diagonales.

Les montants et les cordes supérieures sont faites de fers plats et de barres à U, et les cordes inférieures, de barres plates à œils, comme dans les travées ordinaires de cette classe. Cette travée repose simplement sur les extrémités extrêmes des bras des deux chandeliers, l'une de ces extrémités étant pourvue de galets, permettant la dilatation et la contraction.

Non seulement la structure est rigide, économique et susceptible d'érection avec une grande facilité et sans danger de désastre ou de gêne pour la navigation, mais elle nous paraît capable d'être encore améliorée, en examinant et corrigeant les proportions générales dans leurs dispositions les plus économiques, ce que l'auteur nous paraît avoir négligé dans son projet si nouveau.

Les sections des membres de compression ont été calculées en se basant sur la formule donnée dans les conditions du concours, pour des parties de plus de 24 rayons de giration, ce qui donne des effets d'environ 9,000 livres par pouce carré (6k32 par millim. carré); et quelques-uns de ces membres, par conséquent, ont relativement une section moindre que les parties correspondantes dans le dessin de MM. Clarke, Reeves et Cie.

Quelques-uns des contreventements laissent aussi à désirer, à cause d'une estimation insuffisante de la surface développée, exposée au vent dans quelques-unes des parties.

En outre, nous signalerons les autres imperfections suivantes :

1. On n'a pas prévu les contreventements au delà des ouvertures des tours centrales, à l'endroit du passage des chaussées. Cela peut être facilement corrigé au moyen de portails convenables.

2. La fondation des tours principales ne s'étend pas assez pour surmonter la tendance renversante des efforts du vent. Afin d'éviter la nécessité qui résulterait

d'ancrer les montants à leur fondation, ce qui est une disposition défectueuse, il serait désirable d'augmenter la base des tours, ou de dessiner le pont avec deux travées seulement, au lieu de trois, de manière à concentrer tout le poids sur les montants extérieurs.

3. L'effet du poids vif, quand un bras seulement du chandelier est chargé, devra produire une force de fléchissement dans les tours, et jeter le poids sur un couple de montants de la tour, au lieu de le distribuer sur le tout. Cela nécessite des modifications dans la relation des cordes ou chaînes avec les sommets des tours, afin que les poids puissent être transmis sans produire un effet de fléchissement.

Le coût d'une seule voie sur toute la distance, sans le tunnel, est estimé à 1,778,315 dollars (8,891,575 fr.). Pour des accès à double voie sur les côtés de New-York et de Long-Island, avec une seule voie sur les deux bras du fleuve et l'île de Blackwell, le prix serait de 2,031,425 dollars (10,157,125 fr.), tandis qu'une construction à double voie dans toute l'étendue serait de 2,479,458 dollars (12,397,290 fr.), et la Compagnie des Ponts de la Delaware fait l'offre formel de passer le contrat dans ces conditions.

N° 10. — Planche XLVIII, fig. (4). — Ce plan étant arrivé en retard, a été mis en dehors du concours. Les auteurs, du reste, reconnaissent cette décision et se bornent, en adressant leurs dessins, à déclarer qu'ils seraient prêts à entreprendre la construction.

Ces plans, qui sont faits par M. C. O. Brown, pour la Compagnie des laminoirs de Passaic, sont bons; ils représentent également un pont à chandeliers, dont l'intérêt principal réside dans la grande travée centrale de 330 pieds ($100^{m}581$).

Autant que nous en avons jugé, les calculs des forces et les quantités sont corrects. Le coût néanmoins est un peu plus élevé que dans les plans de MM. Clarke, Reeves et Cie, et de la Compagnie des Ponts de la Delaware; il s'élève à 1,885,000 dollars (9,425,000 fr.), pour l'établissement d'une seule voie, sans le tunnel, ou de 1,985,000 dollars (9,920,000 fr.) avec ce tunnel. A ce prix, les auteurs offrent de faire un contrat pour tout le travail.

Nous regrettons que M. Charles Bender qui, dans le principe, avait fait un rapport préliminaire très-intéressant au Comité, et présenté les plans d'un pont à chandelier ayant de grands mérites, n'ait pas trouvé le temps de les revoir et de réviser ses estimations de manière à les conformer à nos conditions de concours, de sorte que nous puissions les examiner avec les projets qui précèdent. Nous exprimerons les mêmes regrets à l'égard des études préliminaires non complétées, pour un pont, également à chandeliers, de la Compagnie des Ponts, à Baltimore.

ORDRE DE MÉRITE DES PLANS PROPOSÉS.

Ayant maintenant complété la revue des projets soumis, il ne reste plus qu'à désigner ceux que le Comité a jugé *les trois meilleurs*, et à indiquer dans quel ordre ils ont été classés par chacun de nous.

O. Chanute.	Premier. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Second. — Clarke, Reeves et Cie.
	Troisième. — Flad et Cie.
J. G. Barnard.	Premier. — Clarke, Reeves et Cie.
	Second. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Troisième. — Flad et Cie.
Q. A. Gillmore.	Premier. — Clarke, Reeves et Cie.
	Second. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Troisième. — Edward, Serrell et fils.

Ce classement se rapporte toutefois aux projets, absolument tels qu'ils nous ont été présentés.

En admettant quelques modifications et améliorations, l'ordre de nos préférences est le suivant :

O. Chanute.	Premier. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Second. — Clarke, Reeves et Cie.
	Troisième. — Flad et Cie.
J. G. Barnard.	Premier. — Clarke, Reeves et Cie.
	Second. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Troisième. — Flad et Cie.
Q. A. Gillmore.	Premier. — Cie des Ponts de la Delaware.
	Second. — Clarke, Reeves et Cie.
	Troisième. — Edward, Serrell et fils.

On voit que s'il y a eu unanimité sur les deux premiers projets, il n'en a pas été de même sur l'ordre de mérite de ces deux meilleurs projets.

Nous donnons ci-après les deux intéressants rapports de deux membres du jury, dont nous venons de rapporter la décision.

RAPPORT SUPPLÉMENTAIRE DU GÉNÉRAL BARNARD.

New-York, 21 février 1877.

Le soussigné, ingénieur consultant, appelé à choisir le meilleur plan pour le pont projeté sur l'East River, et à faire les propositions de récompense à donner par votre Comité aux auteurs des trois meilleurs projets, ayant donné son opinion, vous soumet les raisons qui l'ont guidé dans sa préférence pour le projet de MM. Clarke, Reeves et Cie.

I. Simplicité. — Sous ce rapport, il est sans concurrent. L'arc parabolique est théoriquement la forme à donner à une poutre pour supporter, en compression, un poids permanent quand ce poids est uniforme. L'ensemble de la poutre qui supporte tout le poids permanent conserve cette forme d'arc, et elle est articulée au sommet et aux culées, pour éviter les déformations produites par les changements de température. A un autre point de vue, il est clair que c'est la solution la plus élémentaire de joindre au milieu du pont, à l'endroit du sommet de l'arc, les deux poutres que l'on est amené à employer, puisque la longueur de la travée devient trop considérable pour une poutre unique.

Dans les petites travées, où ce simple triangle de parties trouve d'abord son application, la poussée est généralement reçue par une tige ou corde. Dans les grandes, si une tige est employée, pendant que le fléchissement dû au poids se produit, la tige est d'autant plus tendue que l'arc est plus comprimé.

De là, l'avantage obtenu dans ce projet, de porter la poussée directement au sol par un membre de compression court (une continuation de l'arc), s'étendant depuis les charnières de la culée jusqu'au sol. Les deux poutres qui composent l'arc, sont séparément rendues rigides par un contre-arc, aussi parabolique, et l'ensemble a une forme lenticulaire. Cette forme correspond presque exactement à ce qu'exige le maximum des efforts et les répartit dans une relation que la poutre ordinaire (à cordes parallèles) ne saurait donner, et pour laquelle la gradation du poids de métal dans ses parties n'est qu'un palliatif imparfait.

La forme générale, celle d'un arc s'étendant d'une rive à l'autre, donne à la construction une beauté singulière ; c'est un résultat qui n'est pas à dédaigner. Le reproche fait à ce projet, d'être une innovation téméraire, n'est pas absolument mérité, en ce sens que l'on n'a fait que se servir, pour une grande portée, des éléments simples dont on se sert depuis des siècles pour des portées plus petites.

L'expérience a donc déjà été faite en ce qui concerne la répartition des efforts sur les différentes parties de ce système de pont, et on n'est pas autorisé à dire qu'il constitue une invention qui reste à expérimenter.

Le système dit « à chandeliers » mérite bien plus ce reproche de n'avoir pas été expérimenté. En s'efforçant de citer un précédent pour un pont semblable, M. Bender se sert de cette dénomination mauvaise « un pont à chandeliers avec deux bras, » faisant allusion au pont à bascule Brest consistant en deux bras tournants équilibrés, dont la portée totale couvre un intervalle de 354 pieds (107^{m}397).

Ce n'est pas là un pont de chemin de fer. Il n'est occupé que par une voie étroite pour les voitures et deux trottoirs latéraux, et n'a pas au milieu une longue travée indépendante remplissant un vide, et pendant presque sans soutien, avec son poids mort et son poids vif à ses extrémités, comme dans le système dit à chandeliers. Dans le pont Brest, au contraire, les deux bras sont unis avec des coins au milieu du pont, de sorte que, sous l'action d'une charge, ils travaillent sensiblement comme le ferait un arc. Les nombreux ponts en fonte et en bois de Hollande, d'Angleterre, d'Allemagne, etc., cités par M. Bender, sont trop insignifiants et ont trop peu d'importance pour qu'on puisse les citer comme fournissant une base expérimentale pour les grandes travées à chandeliers.

II. Élimination complète, ou presque complète, des effets des changements de température. — Cette élimination, qui est une des difficultés que l'on rencontre dans les ponts à longues portées, est ici résolue par l'emploi des charnières au sommet et aux culées, en plaçant les charnières au milieu du plancher suspendu et en donnant du jeu, pour les variations de longueur, à sa jonction avec les contre-arcs.

L'effort peu sensible de la dilatation, produit sur la pile par la poutre de culée (facile à calculer), peut être négligé. On pourrait même détruire complètement cet effet, si cela en valait la peine.

III. Détermination parfaite des efforts non seulement dans leurs répartitions normales, mais encore quand ils se produisent sous l'action des légères oscillations occasionnées par des poids vifs partiellement distribués. — Le premier résultat découle de la simplicité de l'épure. Il en est de même du second ; mais il n'est nullement inséparable du premier.

IV. Exécution parfaite des prescriptions de notre « programme de concours, » qui laissait quelque latitude pour l'arrangement. Commodité dans la distribution des voies et chaussées. — L'ample largeur de 57 pieds (17^{m}373), à l'extérieur des arcs, permet de placer dans l'axe (comme elle doit être) la voie du chemin de fer, tandis que les deux parties extérieures sont consacrées exclusivement aux deux

chaussées et à leurs trottoirs. La largeur de base, qui permet ce développement pour les routes, est aussi un élément important dans la stabilité du pont contre les effets du vent.

V. Supériorité dans les éléments principaux qui constituent la structure et petit quantite des pièces qui la composent. — Les grands éléments de support pour ce pont, savoir : l'arc principal de chaque lunette, ou demi-travée, la travée de culée qui continue cet arc jusqu'au sol, et les colonnes des piles, etc., sont faites en « Colonnes Phœnix » qui sont réputées les meilleures poutres ou membres de compression en fer qui aient encore été produits, et, dans mon opinion, incomparablement supérieurs aux poutres ou membres de compression en U et treillis, que nous trouvons dans tous les autres projets du concours. L'expérience a établi que les colonnes Phœnix avaient une force ultima bien supérieure à celles que supposent les formules de Hodgkinson et de Gordon (données dans notre cahier des charges), au moyen desquelles on a l'habitude de déterminer les sections du métal dans ces membres. Par conséquent, ces membres ainsi calculés ont un excès de résistance en les comparant à celle qui correspond à nos coefficients de sécurité. Non seulement ils possèdent cette force extrà, mais encore ils ont été calculés (toujours selon les prescriptions du cahier des charges) de façon qu'en aucun cas ils ne reçoivent un effort de compression de plus de 8,000 livres par pouce carré (5k62 par millimètre carré). Dans le pont de la Compagnie de la Delaware, on a calculé pour les soutiens des effets de compression beaucoup plus élevés, en se basant sur ces termes des prescriptions (formule de Gordon modifiée), que les membres de compression devaient être calculés pour résister à 8,000 livres par pouce carré (5k62 par millim. carré) pour les parties excédant vingt-quatre fois le rayon de giration. Ceci explique la différence qui peut paraître exister dans le poids par mètre carré en faveur du dernier pont.

A cette supériorité dans la forme et dans le petit nombre des membres des principaux éléments, on ne saurait opposer une petitesse comparative de la surface exposée qui est, par suite, plus aisément et plus économiquement protégée contre la corrosion.

VI. Rigidité. — Sous ce rapport important, d'autant plus important lorsqu'on a en vue que le pont doit être soumis au poids de trains de chemin de fer allant à toute vitesse, il surpasse, en raison du caractère essentiel du plan (dont nous avons parlé plus haut), tous les autres projets. En établissant une comparaison des fléchissements sous le poids vif entre ce pont et celui de la Compagnie des ponts de la Delaware, on trouve pour le premier 0,300 de pied (au centre), et pour le second 0,356 (à l'extrémité du chandelier), plus 0,160 de pied (fléchissement à la jonction centrale de la travée de 200 pieds), ce qui fait un total de 0,516 de pied

ou presque le double que dans le premier. Le pont « à chandeliers » de la Compagnie de Passaic donne le même résultat.

VII. Correction et perfection du dessin, tel qu'il est dès à présent présenté. — Aucune modification n'est matériellement nécessaire dans le plan, tel qu'il est dès à présent présenté. Les auteurs n'élèvent pas la prétention que tous les détails aient été complétement approfondis, ni qu'il ne soit pas possible d'apporter quelques légères modifications ; cependant ce qui doit être constaté, c'est que ces modifications ne portent absolument que sur les détails.

VIII. Economie. — Ainsi que cela résulte des estimations de chaque projet, le prix des trois ou quatre plans les moins coûteux, y compris celui de la Compagnie des ponts de la Delaware, est à peu de chose près le même pour chacun d'eux.

En raison de l'ensemble du plan de Messieurs Clarke, Reeves et Cie, de la supériorité de ses parties composantes, et de la manière dont a été calculé son poids de métal, je crois qu'il est de beaucoup le moins dispendieux de tous.

Ayant jusqu'à présent examiné les points qui sont ceux particulièrement du concours et qui motivent mon jugement que le projet de Messieurs Clarke, Reeves et Cie mérite absolument la récompense promise au meilleur projet, et que ce devrait être celui adopté pour la construction ; je ferai brièvement allusion aux objections qui lui ont été faites ; et d'abord à celles relatives aux ancrages.

1° Il y a, dans le dessin, cette particularité que les piles ne sont pas dans les conditions normales, soit de poids, soit de résistance. Elles recoivent les effets (tant de compression que d'extension) par lesquels un poids vif tendrait à déplacer le point de la charnière, et elles reçoivent, dans une grande proportion, les effets du vent. Le simple fait, que l'ancrage est nécessaire pour faire face à ces effets, n'est pas une objection spéciale à ce projet, car cela est également nécessaire dans un pont à chandeliers ou dans un pont suspendu.

2° A l'endroit du passage de la chaussée, le contreventement supérieur par des pièces transversales réunissant les arcs est nécessairement supprimé, et on a reproché aux auteurs du projet de n'avoir pas renforcé en cet endroit les poutres en augmentant la section des arcs et en ajoutant des bras convenablement. Mais ce n'est pas là un défaut auquel on ne puisse remédier. Le rapport général le constate et les auteurs déclarent qu'ils y ont pensé.

On doit se rappeler que, bien que les lunettes, au point de jonction, s'élèvent à une hauteur de 80 pieds (24^{m}384) au-dessus du plancher, 90 pieds (27^{m}431) dans le second dessin, le point d'attache des suspensions du plancher est généralement comparativement bas, ne s'élevant seulement à sa hauteur extrême que dans un

court intervalle, près du milieu du pont; d'où il résulte qu'en réalité le poids du plancher (y compris le poids vif total) n'est pas porté très-haut.

3° Un reproche fait au plan, dans le rapport général, est qu'une grande partie du plancher, dans sa longueur, est suspendue et sujette par suite des effets du vent à des vibrations dangereuses.

Il est notoire que l'on ne s'était pas rendu compte de l'intensité de ces effets dans les premiers temps de la construction des ponts suspendus, et l'énumération des ponts anglais, français et américains, qui en ont souffert ou même qui ont été détruits, est fort longue. Le pont de Mayence même en a souffert, peu de temps après avoir été construit. Il fut renforcé par la suite, et sa chaussée et son plancher pour les passagers, de 580 pieds ($176^{m}784$) de longueur et de 28 pieds ($8^{m}534$) seulement de largeur, ne pesant que 950 livres ($430^{k}913$) par pied ($0^{m}305$) et suspendu par 800 barres de fer de 1 pouce carré (625 millim. carrés), variant de 10 ($3^{m}050$) à 53 pieds ($16^{m}154$) de longueur, s'est depuis maintenu pendant un demi-siècle. Les longues demi-travées du plancher des ponts suspendus de Covington et de Brooklyn, ces dernières de 800 pieds ($243^{m}726$) de long, présentèrent de plus grandes difficultés. Dans le cas qui nous occupe, on croit que le but est absolument atteint en construisant le plancher sur une poutre horizontale à grandes mailles de 57 pieds ($17^{m}373$) de largeur. De plus, en remplaçant les tiges de suspension par des pièces rigides à treillis, réunies dans le sens transversal du pont avec des poutres à treillis. La longueur suspendue n'est, dans le premier dessin, que de 400 pieds ($121^{m}918$) seulement, et, dans l'autre, que de 480 pieds ($146^{m}302$).

4° J'ai été tout d'abord porté à accepter comme plus fondé le reproche fait à propos de la difficulté d'ériger. J'ai été informé cependant, par les auteurs responsables, que ce point avait été l'objet de mûres considérations, que le coût du montage était compris dans leurs estimations, et qu'ils étaient disposés à entreprendre la construction du pont, en raison de ces estimations.

5° Enfin, je ferai allusion à un autre point sur lequel on a beaucoup insisté, et qui consiste en ce que l'arc à charnières de la première épure ne donnait pas, comme dans les autres projets, un passage aussi libre sur toute la portée. La seconde épure donne la même ouverture que celle donnée par le pont d'East River; et, par le fait, il en donne davantage, car les haubans de la parabole renversée du pont suspendu de l'East River partent à 22 pieds ($6^{m}705$) au-dessous du niveau du plancher aux piles, et s'étendent sur près de deux cents pieds ($60^{m}959$), réduisant les 120 pieds ($36^{m}575$), aux piles, à moins de 100 pieds ($30^{m}50$). Mais les auteurs du projet, en le soumettant, ont déclaré qu'ils l'exécuteraient à la hauteur qu'on voudrait. Je ne crois pas qu'on doive donner une hauteur supérieure à celle indiquée dans le second projet; et, en même temps, j'affirme qu'aucun des ponts qui nous ont été

proposés ne peut donner une plus grande hauteur que celui-ci pour un grand espace central, un espace bien assez ouvert pour le libre passage de tous les grands vaisseaux qui éviteront d'approcher les rives. On n'aurait en tout cas qu'à élever le plancher de quinze pieds (4^m572) pour obtenir une ouverture absolue de près de 150 pieds (45^m719) de hauteur sur 300 pieds (91^m438) de largeur dans le premier plan, et de 370 pieds (112^m774) de largeur dans le second.

Signé : J.-G. BARNARD,
Membre du Comité des Ingénieurs consultants.

RAPPORT SUPPLÉMENTAIRE DU GÉNÉRAL GILLMORE

New-York, 26 février 1877.

Aux directeurs de la Cie du pont de New-York et Long-Island

Dans le rapport de votre Comité d'ingénieurs consultants, qui vous a été soumis récemment, je suis indiqué comme ayant exprimé ma préférence pour les trois meilleurs projets de ponts dans l'ordre suivant, avec cette réserve que ces plans doivent être jugés strictement, sans modification, selon les stipulations et les calculs de force les accompagnant, à savoir :

1. Le plan de Messieurs Clarke, Reeves et Cie.
2. » la Cie des ponts de la Delaware.
3. » Edward W. Serrell et fils.

Avec certaines modifications qui s'imposent d'elles-mêmes et dont les plans sont susceptibles, sans apporter un changement radical dans le caractère des constructions, l'ordre de mérite, selon moi, serait :

1° Le plan de la Cie des ponts de la Delaware.
2° » Messieurs Clarke, Reeves et Cie.
3° » Edw. W. Serrell et fils.

Il me semble convenable de constater, bien que je ne me propose pas de discuter longuement, les motifs sur lesquels mon jugement s'est formé, eu égard aux deux premiers plans nommés.

Le plan de Messieurs Clarke, Reeves et Cie est le seul, de ceux qui nous ont été soumis, dont je voudrais vous recommander l'adoption, tel qu'il est, et sans modification.

Il possède, selon moi, une force et une rigidité suffisantes, et il paraît convenablement préservé contre toute tendance au renversement produite par la pression latérale qu'occasionneraient de grands vents, par la largeur du pont, environ 55 pieds (16m764) et par l'ancrage des tours à leurs fondations. Cependant, comme le centre de gravité et le sommet de l'arc sont comparativement élevés, je crois que les tours devraient être élargies de 10 (3m050) à 12 pieds (3m657) en les étendant de 5 (1m524) à 6 pieds (1m829) de chaque côté.

Je ne redoute pas d'effets dangereux ou irréguliers de la tension dans les tours, occasionnés par un poids mouvant sur la travée principale, puisque la poussée horizontale trouverait une résistance grandement suffisante dans le système rigide triangulaire à chacune des extrémités du rivage, composées des tours elles-mêmes et des travées lenticulaires inférieures. Il existe, cependant, une faiblesse locale inhérente contre les effets du vent, résultant des ouvertures laissées pour les chaussées, qu'il semble plus difficile de préserver dans ce plan que dans celui à chandeliers présenté par la Compagnie de la Delaware. Il est aussi plus difficile à ériger, mais, dès l'instant qu'une Société bien connue et responsable consent à entreprendre sa construction et son érection pour un prix déterminé, ce point n'a pas d'importance.

Je ne crois pas qu'il soit prudent d'affirmer que le gouvernement général n'exigera pas une ouverture libre de plus de 120 pieds (36m575) aux tours à l'île de Blackvell. Cette hauteur a été acceptée, il est vrai, pour le pont de Brooklyn, mais la décision, dans ce cas particulier, n'était pas générale.

Bien qu'il soit entendu que MM. Clarke, Reeves et Cie soient disposés à élever le plancher du pont à une hauteur de 130 pieds (39m623) au-dessus des hautes eaux, sans modifier leurs prix, s'ils y sont contraints, leur dessin ne se prête pas aussi facilement que les plans des ponts à chandeliers ou suspendus, à une telle augmentation de hauteur.

Tandis qu'on peut concéder que le principe d'un arc à charnières est applicable à de plus longues travées que des travées de 750 pieds (228m596), un des avantages qu'on prétend établir pour cette forme, (celui d'une grande économie de matériaux), se trouverait plus largement réalisé dans des petites travées que dans des grandes.

En élargissant les tours, comme je l'ai dit déjà, le plan serait, selon moi, susceptible d'adoption.

Le dessin du pont à chandeliers soumis par la Compagnie de la Delaware présente une excellente application du principe que comporte cette méthode de construction de ponts. Le centre de gravité est maintenu généralement bas (ce qui est toujours une considération de grande valeur) en faisant tous les bras principaux parallèles entre eux, et en procédant de même avec les bras du côté des rives. Les pressions verticales ne sont pas ainsi accumulées au sommet des tours. Mais, selon moi, le pont est trop étroit pour donner une entière sécurité contre la pression du vent, la largeur des tours à la base, pour une seule voie de chemin de fer, n'étant que de 49 pieds (14^{m}935), ou environ 46 pieds (14^{m}020) entre les centres des montants extérieurs. Le système entier, (le pont et les chevalets élevés), laisse à désirer sous le rapport de la stabilité latérale. En augmentant la largeur des tours suffisamment pour détruire cette sérieuse objection, en les faisant, par exemple, d'une largeur de 68 (20^{m}726) à 70 pieds (21^{m}336) à la base pour une seule voie ferrée et en conservant les trottoirs au même niveau que les chaussées, et aussi avec quelques autres modifications de détails qui en résulteraient naturellement, le plan, selon moi, serait préférable à celui de MM. Clarke, Reeves et Cie. Dans le plan pour une seule voie ferrée, comme il est soumis, ces derniers demandent 55,000 dollars (275,000 fr.) de plus, et dans le plan complet, com-

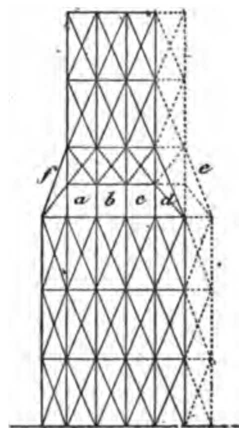


Fig. (64).

prenant les accès, 11,041 dollars (55,205 fr.), en moins que la Compagnie de la Delaware. Les modifications réclamées dans les deux cas rendraient la différence dans le coût total encore plus considérable en défaveur de la Compagnie de la Delaware ; et comme, en définitive, on aurait une bonne construction dans l'un

et l'autre cas, il serait parfaitement juste de donner à la question du prix une certaine importance.

Une section latérale des tours modifiées pour le pont à chandeliers pourrait être faite d'après le croquis, fig. (64), dans lequel *a* est la chaussée pour les voitures et le trottoir, *b* pour la même destination, et *c* pour la voie unique de chemin de fer, et, lorsqu'on voudrait ajouter la seconde voie, on la placerait en *d*, et les deux membres de tension inclinés seraient en *e*. Par cette méthode ou une équivalente, on obvierait à la faible résistance des poutres contre les pressions du vent causées par les ouvertures des chaussées.

J'ai une haute idée du plan de pont suspendu étudié par MM. Edward W. Serrel et fils, mais comme je suis le seul membre du Comité qui l'ait jugé digne d'être compté parmi les trois meilleurs dessins soumis pour le concours, il me semble inutile d'insister sur ses qualités. C'est le moins coûteux des projets examinés par le Comité, et il resterait tel très-certainement, même après que certaines modifications de détails, qui me paraissent nécessaires, auraient été apportées.

Signé : Q.-A. Gillmore.



LE PONT « ROYAL ALBERT, » SUR LE SAINT-LAURENT A MONTRÉAL (PROJET)

Dans la série des grands ponts, celui-ci sera l'un des plus remarquables; il dépassera de beaucoup dans ses proportions gigantesques toutes les constructions de ce genre élevées jusqu'à présent, même en Amérique, où les besoins toujours croissants du trafic ont pourtant inspiré aux ingénieurs des conceptions si osées.

Dans ce pays, où il n'y a pas d'obstacles formés par la nature que le génie de l'homme n'arrive à surmonter, rien n'étonne, surtout s'il y a un intérêt matériel à satisfaire. Dans l'origine, s'agissait-il, par exemple, d'unir les sommets de deux escarpements presque inabordables, les arbres des forêts avoisinantes en fournissaient les moyens à peu de frais, des torrents étaient franchis, des chemins frayés et, sans grever les budgets des communes, des villes ou des Etats, un viaduc, offrant plus ou moins de sécurité, surgissait: en usait qui l'osait, enfin il existait. Aujourd'hui que les ressources financières et industrielles y ont pris un si grand développement, l'esprit d'entreprise y a ses coudées franches, et son essor n'est plus arrêté par des considérations d'argent.

C'est ainsi que le pont de Victoria, reliant Montréal aux lignes du Nord des États-Unis, ayant été jugé insuffisant à l'activité commerciale, et ne pas offrir à cette cité les facilités d'approvisionnement qui lui viennent de la rive sud du fleuve, dont elle est séparée par les glaces pendant deux à trois mois de l'année, on a reconnu indispensable de construire un autre pont accessible, non seulement à une ligne de chemin de fer, mais encore aux voitures de toutes catégories et aux

piétons. On a calculé que l'argent qui se dépensait en plus pendant cette courte période, par suite de l'élévation du prix des denrées de toutes sortes, compenserait presque le montant des intérêts du prix du pont auquel on aurait accès jour et nuit, à toute époque de l'année, moyennant une faible redevance, et on a prévu la naissance d'une nouvelle grande ville qui deviendrait, de l'autre côté du fleuve, Montréal sud.

Le développement considérable de ce pont qui aura plus de quatre kilomètres, ne nous permet d'entrer que dans ceux de ses détails les plus saillants. Il quittera le sol au niveau d'une des rues au Nord de la ville, et sera alors construit en viaduc à un niveau de 90 pieds (27^{m}431) au-dessus de la surface du sol, avec des travées variant de 150 (45^{m}719) à 200 pieds (60^{m}959), jusqu'à ce qu'il atteigne le bras navigable du Saint-Laurent. De ce point, six travées l'amèneront à la rive opposée, au-dessus de la limite nord de l'île Sainte-Hélène.

En raison de l'angle formé par l'axe du pont avec le courant, les piliers devront être édifiés en biais, de façon à suivre la ligne de ce courant, afin d'offrir ainsi le minimum d'obstruction.

Amenée à l'île Sainte-Hélène, la construction se poursuivra dans les mêmes conditions qu'au point de départ jusqu'au centre de cette île où elle retrouvera le sol ferme, à 130 pieds (39^{m}633) au-dessus du niveau des eaux du port en été, à 120 pieds (36^{m}575) au-dessus de ce même niveau en hiver. Les quatre travées, entre ces deux points, auront 240 pieds (73^{m}151) ; elles compléteront la première section du pont, formant un peu plus de la moitié de son parcours.

A ce point, disons-nous, cette partie du pont s'appuiera sur le sol naturel d'un plateau de 550 pieds (167^{m}632) de longueur environ, qu'on utilisera de façon à ce que la voie puisse être doublée, afin de permettre aux trains venant en sens inverse de s'y croiser, puis il reparaîtra comme à l'origine et ira rejoindre la rive sud du bras non navigable du Saint-Laurent par 21 travées de 200 pieds (60^{m}959) chaque, avec une pente de $\frac{1}{100}$; il redeviendra alors un viaduc de cinq travées additionnelles, ayant chacune 200 pieds (60^{m}959) ; là, la voie reprendra sur des remblais peu élevés et moins dispendieux.

La longueur totale du pont et des viaducs sera de 15,500 pieds (4724^{m}).

Les piles sur les deux bras de la rivière seront construites de façon que les glaces brisées aient un passage libre. Celles qui s'élèveront sur le bras navigable seront assises sur caissons coulés. On évitera ainsi l'emploi de bâtardeaux et autres causes d'obstruction, et l'épuisement par la pompe. Dans le bras sud, le fonds étant en roc, les fondations des piles ne nécessiteront que peu de dépenses.

Les culées et les piles, sur le sol, sont d'un dessin fort simple dans le style égyptien.

La construction supérieure en fer d'une extrémité à l'autre se compose, dans le projet, de quatre fermes indépendantes longitudinales, à grandes mailles, placées à une certaine distance l'une de l'autre, et solidement réunies transversalement. Elles sont munies des rouleaux de friction habituels sur chaque pile alternativement pour remédier aux effets de dilatation et de contraction. Entre les deux fermes du milieu et immédiatement sur le tablier, dans un espace de 18 pieds (5m486), 2 voies sont disposées pour livrer passage à deux trains à vapeur, et entre les deux fermes extérieures sur chaque côté du pont, sont ménagés des espaces de 14 pieds (4m267) chaque, réservés au trafic ordinaire par charrettes et lourdes voitures, l'une des voies étant affectée aux transports se dirigeant vers le Nord, et l'autre à ceux allant en sens inverse. Extérieurement existent des trottoirs solidement supportés par des bras en fer, fixés non moins solidement aux fermes et aux poutres du tablier; leur largeur est de 8 pieds (2m438), et les promeneurs sont protégés par des balustrades ornementées.

A 15 pieds (4m572) au-dessus de cette quintuple voie, en est établie une seconde fortement fixée aux fermes longitudinales et soutenue par des consoles en fer; sur ce sol, constituant un second étage, la voie n'est que triple, celle du milieu étant réservée aux trains du chemin de fer, et les deux autres, entre les fermes extérieures, correspondant à celles du premier étage, aux voitures et autres véhicules marchant à une allure plus vive que les chariots et camions de marchandises. Si, plus tard, il devenait urgent d'établir sur cet étage une seconde voie ferrée au-dessus du fleuve, cela serait facile et peu dispendieux relativement, les piles ayant été construites en prévision de cette éventualité, pour laquelle on surmonterait de maçonnerie les brise-glaces dont la base est assez grande pour cela.

La hauteur totale du pont, au-dessus de la surface de l'eau, est de 210 pieds (64m007) à la travée centrale, et de 250 pieds (76m199) à partir de la fondation.

Les devis des travaux ont été ainsi répartis :

Maçonnerie ....Fr.	11.250.000
Superstructure en fer.................	11.250.000
Achats de terrains et aléa.............	2.500.000
Total........Fr.	25.000.000

La superstructure a été conçue de façon à pouvoir supporter le poids vif qui suit sous un coefficient ou facteur de sécurité de 6; en d'autres termes, le poids de la charge vive suivante, comprenant le poids du pont lui-même, n'est qu'un sixième de sa force maxima ou de la limite de résistance.

1° Un train composé de machines locomotives, lancé à la vitesse de 30 milles (48 kilomètres) à l'heure, correspondant par pied courant à 2.500 livres (1t.133k98).

2° Deux tramways avec leur machine et chargés de passagers, allant à une vitesse de 6 milles (9k656) à l'heure, soit 2.500 livres (1.133k98).

3° Les voies et trottoirs pour les voitures et les piétons, chargés à raison de 100 livres par pied carré (488 kilog. par mètre carré), soit 7.500 livres (3.401 kilog.), formant un total de 12.500 livres par pied courant (18.590 kilog. par mètre courant), ou divisées entre les quatre fermes, leur feront supporter à chacune, en addition de leur propre poids, environ 3.100 livres par pied courant (4.610 kilog. par mètre courant). Or, il existe un grand nombre de ponts supportant un poids vif égal et même supérieur.

Le pont « Royal Albert », pour l'érection duquel trois ans ont été demandés, n'est encore qu'en projet. Il est l'œuvre de l'ingénieur Ch. Legge ; il est très-présumable qu'avant peu on aura obtenu des Chambres les autorisations nécessaires et que les relations entre le Canada et les États-Unis trouveront un nouveau débouché fort important.



LE CHEMIN DE FER AÉRIEN DE NEW-YORK (ELEVATED RAIBROAD)

La voie ferrée dont nous donnons ici la description, bien plutôt à titre de renseignement qu'au point de vue scientifique, a été l'objet, depuis sa construction jusqu'à son achèvement, et même après, des critiques les plus amères de la presse locale, des plaintes les plus vives de la part des habitants des maisons riveraines et des plaisanteries les plus variées de tous.

Pour les Européens, malgré cet excès de critiques ou de plaintes et cet excès de plaisanteries, le chemin de fer aérien est toujours intéressant à connaître comme manifestation du caractère américain, ne redoutant rien, allant toujours de l'avant sans s'occuper du bruit, de l'approbation ou de l'improbation ; en un mot, l'Européen ne verra dans le chemin de fer aérien de New-York que la mise à exécution d'une idée hardie et originale comme tant d'autres conceptions américaines.

La Compagnie qui se forma pour exploiter le New-York Elevated Raibroad fut autorisée, à cet effet, par la législature de l'Etat, en 1867. C'est à cette époque que commencèrent les travaux qui furent achevés trois ans plus tard, en 1870.

L'Elevated Raibroad se compose d'une voie ferrée qui, au début, était supportée par une file unique de petites colonnes « dites Phœnix » en tôle, d'une hauteur de 4^m50 environ, de 0^m20 de diamètre et espacées de 7^m50, excepté aux croisements des rues où elles sont plus écartées, et construites un peu plus solidement, la travée étant plus longue.

Ces colonnettes, placées contre le trottoir et n'occupant pas plus de place que n'en tiendrait une rangée d'arbres, n'entravent pas à vrai dire la circulation, mais les convois qui passent et repassent constamment sur leur sommet ont de graves inconvénients. Pour ne parler que de quelques-uns, il est hors de doute que le bruit continuel des trains, la fumée des locomotives et le spectacle de l'intérieur des appartements donné gratis aux voyageurs ne sont pas choses agréables pour les habitants du premier étage à la hauteur duquel passent les trains. Au sommet de chaque colonnette et transversalement à la voie, sont disposées deux traverses s'appuyant à leurs extrémités sur quatre branches bifurquant à la partie supérieure de la colonne, dont l'ensemble est maintenu invariable par des tirants horizontaux. Deux poutrelles en fer, reposant sur les traverses, supportent les rails et forment le plancher de la voie. Au début, on avait installé sous le trottoir, à des distances de 800 mètres environ, des machines dont chacune faisait mouvoir un tambour sur lequel s'enroulait un câble de remorque.

Ainsi que nous l'avons dit, le public américain n'accepta ce nouveau mode de locomotion qu'avec la plus grande défiance, et le résultat de cette défiance se traduisit par la transmission par la première compagnie de son contrat à une seconde compagnie, qui accepta non seulement ce qui existait avec les modifications décrites plus loin, mais encore développa le parcours sur une assez grande distance; qui non seulement accepta la voie déjà faite, mais encore supprima les tambours souterrains et accessoires et transforma ce nouveau moyen de transport en une véritable voie de chemin de fer supportant wagons et locomotives. Dans le principe on avait, afin d'éviter les dangers d'un renversement, construit les wagons, comme le montre le dessin ci-contre, fig. (65), de façon à ce que le centre de gravité fut maintenu

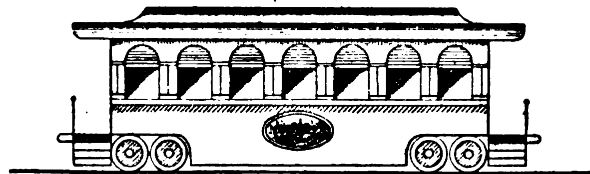


Fig. (65).

aussi bas que possible; mais depuis, voyant qu'aucun accident ne s'était produit, on n'hésita pas à y laisser de petites locomotives avec les wagons américains usuels à huit roues. Le seul accident qui, à ma connaissance, soit arrivé, a été motivé par une avarie à la locomotive, ce qui força les passagers à atterrir au moyen d'échelles et à se pourvoir d'un autre moyen de transport.

Dans la voie nouvelle qu'elle a créée, la seconde Compagnie a apporté des changements notables.

La fig. (1), planche L, représente l'élévation. Les poutres qui soutiennent la voie sont des poutres pleines à double T, formées de fers plats et de cornières, fig. (3), et reposant sur les colonnes : elles sont solidement assemblées au moyen de deux plaques verticales renforcées avec des cornières et sont contreventées avec des cornières en zigzag, rivées sur les deux semelles des poutres. Les rails reposent sur des travées en bois; entre les deux rails, et parallèlement, court un ruban fait de longrines en bois donnant plus de sécurité en cas de déraillement. Les colonnes sont formées de quatre fers à double T, courbés à leur extrémité supérieure et solidement réunis ensemble, fig. (5), au moyen de trois octogones répartis sur la hauteur, et formés de fers plats rivés aux semelles intérieures des fers à double T. Dans la partie supérieure où ces fers à double T forment quatre branches en se bifurquant, ils sont maintenus ensemble au moyen de cornières et fers plats.

Les quatre fers à double T constituant la colonne sont maintenus à leur base dans un sabot en fonte d'environ $0^{m}60$ de hauteur, où sont ménagés, pour les recevoir, quatre trous ayant absolument leur dimension et d'une profondeur de 50 centimètres. Les fers à double T sont solidement fixés dans cette ouverture par des coins en fer enfoncés à force et plombés.

Le sabot en fonte pose sur une solide maçonnerie, placée elle-même sur des madriers et traversée, ainsi que ceux-ci, par quatre forts boulons qui relient tout l'ensemble.

A la traversée au-dessus des différentes rues, la distance entre les colonnes étant plus grande, ces colonnes restent telles quelles, mais les poutres sont plus fortes.

En prévision des effets de dilatation, on a laissé entre les poutres un faible jeu.

De distance en distance se trouvent les stations qui sont au niveau de la voie et qu'on atteint au moyen d'un escalier.

La vitesse sur la ligne tend toujours à augmenter; aujourd'hui les trains marchent avec la vitesse de ceux du chemin de fer souterrain à Londres. Il est à craindre qu'on ne la modère que le jour où cela aura causé un accident terrible.

Ce mode aérien de locomotion, bien que n'offrant pas une sécurité absolue apparente, pourrait, avec quelques modifications dictées par la simple prudence, rendre des services incontestables dans certaines villes européennes : surtout dans celles où la circulation a pris un tel développement que les rues deviennent dangereuses pour les piétons qui ne peuvent songer à les traverser sans crainte d'être renversés et écrasés.

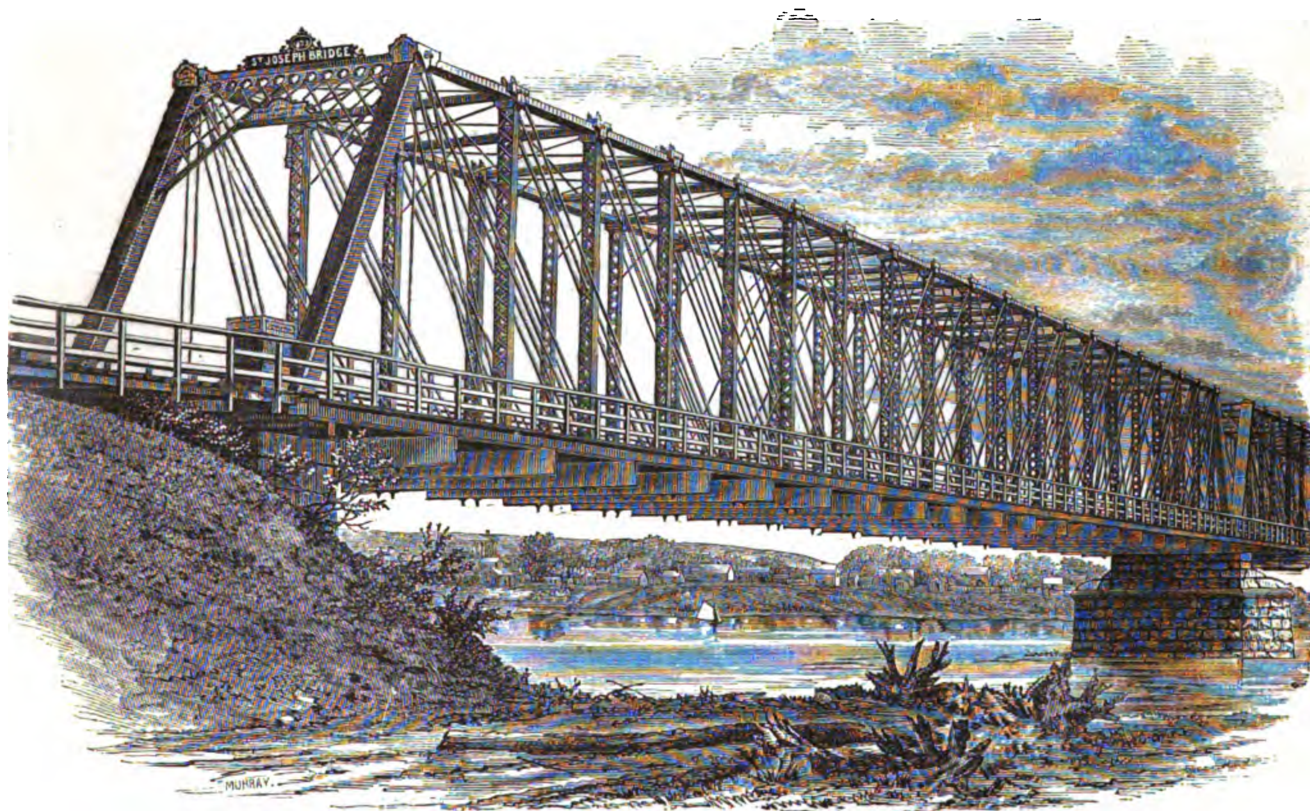
La longueur totale des chemins de fer aériens à New-York atteint, avec les nouvelles voies supportées par un double rang de colonnes, 33 kilomètres.

Les wagons, dont la vitesse est en moyenne de 48 kilomètres à l'heure, sont munies de roues en pâte à papier comprimée, afin d'éviter le grave inconvénient du bruit.



Nous terminerons cet ouvrage en donnant ici les vues perspectives de quelques ponts de l'Amérique du Nord dont la description complète ferait double emploi.

La fig. (66) représente le pont de Saint-Joseph ; il comprend cinq travées : une fixe de $24^{m}40$, une tournante de 111 mètres, et trois fixes de $91^{m}50$ (c'est une de ces dernières que représente le cliché).



Pont de Saint-Joseph.
Fig. (66).

La largeur d'axe en axe des poutres est de 6 mètres. La travée fixe de $24^{m}40$ a $2^{m}45$ de hauteur, la travée mobile a $7^{m}90$ aux extrémités, et $10^{m}25$ au milieu. Les travées de $91^{m}50$ ont $8^{m}60$ de hauteur. Le prix de ce pont s'est élevé à 5 millions de francs.

La fig. (67) représente le pont de Plainfield, sa portée est de 34 mètres, sa hauteur de 4 mètres.



Pont de Plainfield.
Fig. (67).

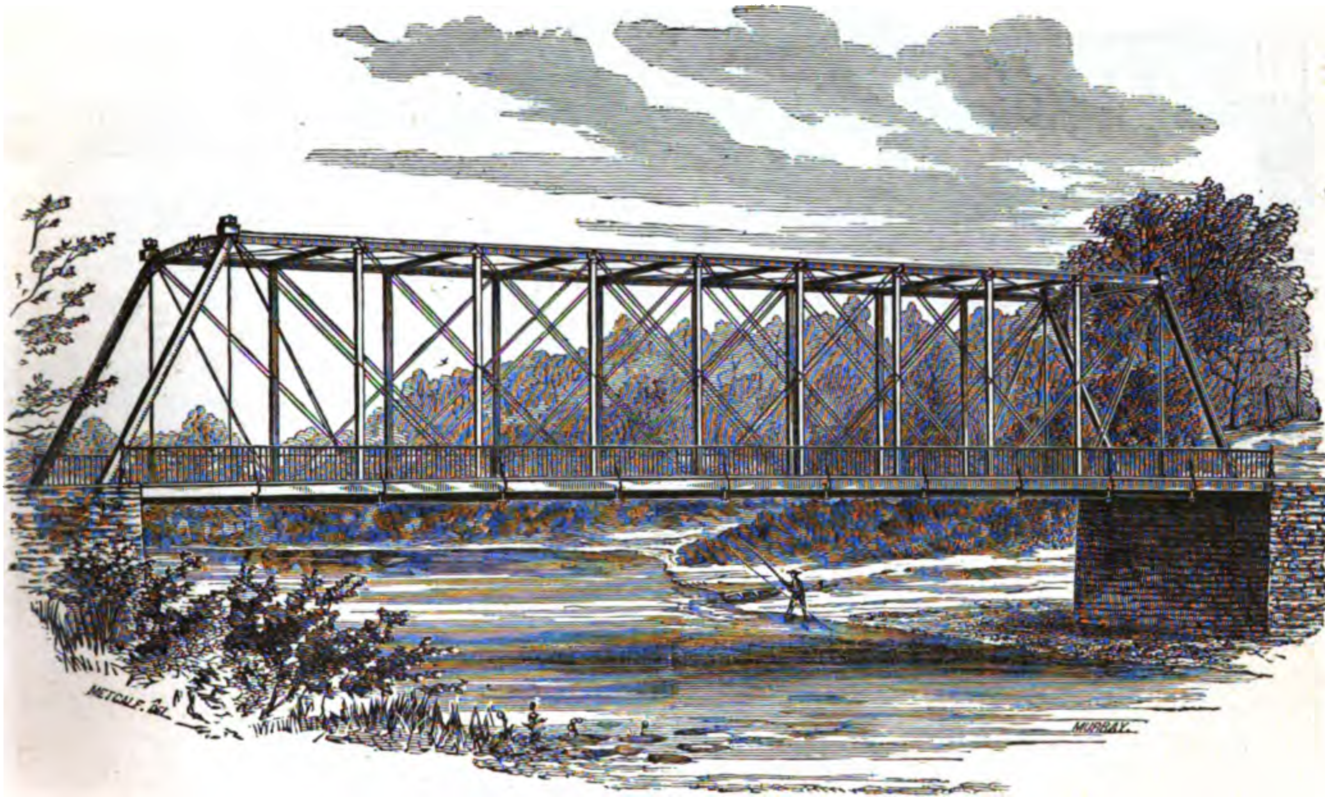
La largeur est de 6 mètres d'axe en axe des poutres, il y a un trottoir de $2^{m}70$ de chaque côté du pont.

La fig. (68) donne l'aspect d'un pont routier pour route importante.

C'est un pont de grandes mailles, du système Linville, d'un aspect très-léger.

La fig. (69) est la travée principale, portée $158^{m}49$, du grand pont de Cincinnati,

dont nous avons donné la description, page 60, 2ᵉ partie, et dont les planches XXVII et XXVIII donnent les détails.



Pont routier.

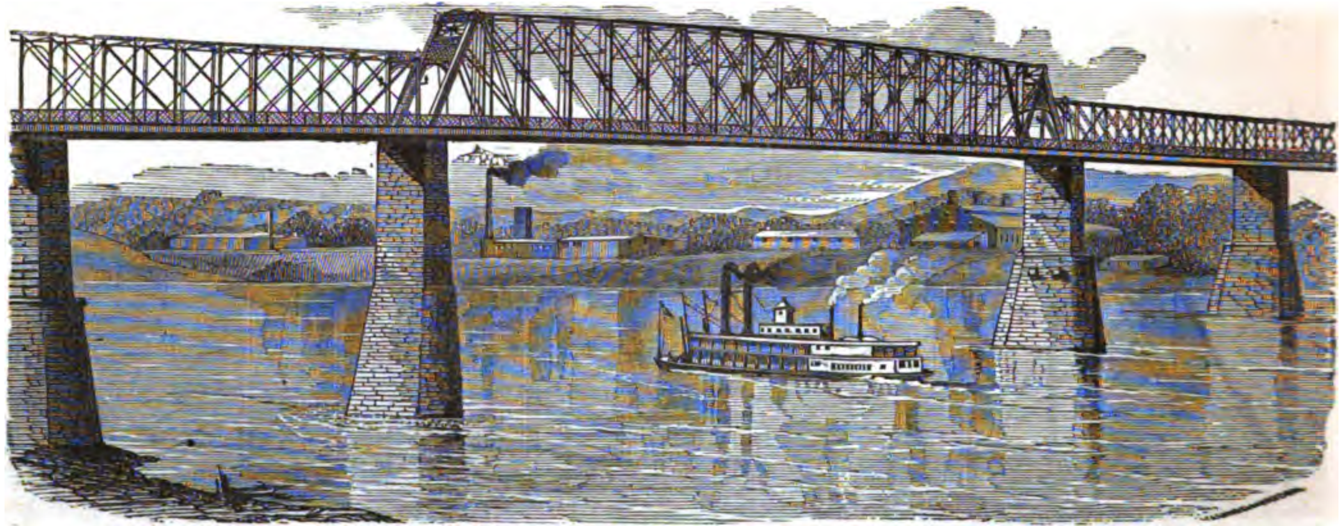
Fig. (68).

On voit, d'après ces quelques exemples, que c'est à tort que certains critiques ont reproché à ces constructions d'être peu accessibles à la décoration et peu élégantes.

Ce reproche, pas plus que celui relatif à leur faible résistance, n'est fondé raisonnablement, et ceux qui l'ont avancé n'ont certainement pas connaissance de la majorité des ouvrages d'art américains.

Ce sont aussi des idées fausses et d'injustes préventions que celles si répandues et qui veulent que les ponts américains s'écroulent chaque jour sous les charges qu'ils ont à supporter. Ce n'est pas au prix de sacrifices de la vie humaine que les

Américains paient l'économie de leurs constructions. Bien au contraire, la solidité de leurs travaux est à toute épreuve et les critiques ignorent la proportion des



Travée principale du pont de Cincinnati.
Fig. (69)

ruptures de ponts en Europe et en Amérique, proportion qui n'est pas au désavantage de celle-ci, en égard à la quantité innombrable de ses ponts.

FIN.

APPENDICE

Pieds	0	1 Pouce	2 Pouces	3 Pouces	4 Pouces	5 Pouces	6 Pouces	7 Pouces	8 Pouces	9 Pouces	10 Pouces	11 Pouces
	MÈTRES											
0		0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.118	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.514	2.540	2.565	2.591	2.616	2.641	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.768	2.794	2.819	2.845	2.870	2.895	2.921	2.946	2.972	2.997	3.022
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.149	3.175	3.200	3.226	3.251	3.276	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.403	3.429	3.454	3.480	3.505	3.530	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.657	3.683	3.708	3.734	3.759	3.784	3.810	3.835	3.861	3.886	3.911	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.038	4.064	4.089	4.115	4.140	4.165	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.292	4.318	4.343	4.369	4.394	4.419	4.445	4.470	4.496	4.521	4.546
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.673	4.699	4.724	4.750	4.775	4.800	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.927	4.953	4.978	5.004	5.029	5.054	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.181	5.207	5.232	5.258	5.283	5.308	5.334	5.359	5.385	5.410	5.435	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.562	5.588	5.613	5.639	5.664	5.689	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.816	5.842	5.867	5.893	5.918	5.943	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.197	6.223	6.248	6.274	6.299	6.324	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.451	6.477	6.502	6.528	6.553	6.578	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.705	6.731	6.756	6.782	6.807	6.832	6.858	6.883	6.909	6.934	6.959	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.086	7.112	7.137	7.163	7.188	7.213	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.340	7.366	7.391	7.417	7.442	7.467	7.493	7.518	7.544	7.569	7.594
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.721	7.747	7.772	7.798	7.823	7.848	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.975	8.001	8.026	8.052	8.077	8.102	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.229	8.255	8.280	8.306	8.331	8.356	8.382	8.407	8.433	8.458	8.483	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.610	8.636	8.661	8.687	8.712	8.737	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.864	8.890	8.915	8.941	8.966	8.991	9.017	9.042	9.068	9.093	9.118
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.245	9.271	9.296	9.322	9.347	9.372	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.499	9.525	9.550	9.576	9.601	9.626	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.753	9.779	9.804	9.830	9.855	9.880	9.906	9.931	9.957	9.982	10.007	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.134	10.160	10.185	10.211	10.236	10.261	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.388	10.414	10.439	10.465	10.490	10.515	10.541	10.566	10.592	10.617	10.642
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.769	10.795	10.820	10.846	10.871	10.896	10.922	10.947
36	10.973	10.998	11.023	11.049	11.074	11.100	11.125	11.150	11.176	11.201	11.227	11.252
37	11.277	11.303	11.328	11.354	11.379	11.404	11.430	11.455	11.481	11.506	11.531	11.557
38	11.582	11.608	11.633	11.658	11.684	11.709	11.735	11.760	11.785	11.811	11.836	11.862
39	11.887	11.912	11.938	11.963	11.989	12.014	12.039	12.065	12.090	12.116	12.141	12.166
40	12.192	12.217	12.243	12.268	12.293	12.319	12.344	12.370	12.395	12.420	12.446	12.471
41	12.497	12.522	12.547	12.573	12.598	12.624	12.649	12.674	12.700	12.725	12.751	12.776
42	12.801	12.827	12.852	12.878	12.903	12.928	12.954	12.979	13.005	13.030	13.055	13.081
43	13.106	13.132	13.157	13.182	13.208	13.233	13.259	13.284	13.309	13.335	13.360	13.386
44	13.411	13.436	13.462	13.487	13.513	13.538	13.563	13.589	13.614	13.639	13.665	13.690
45	13.716	13.741	13.766	13.792	13.817	13.843	13.868	13.893	13.919	13.944	13.970	13.995
46	14.020	14.046	14.071	14.097	14.122	14.147	14.173	14.198	14.224	14.259	14.274	14.300
47	14.325	14.351	14.376	14.401	14.427	14.452	14.478	14.503	14.528	14.554	14.579	14.605
48	14.630	14.655	14.681	14.706	14.732	14.757	14.782	14.808	14.833	14.859	14.884	14.909
49	14.935	14.960	14.986	15.011	15.036	15.062	15.087	15.113	15.138	15.163	15.189	15.214

Pieds	0	1 Pouce	2 Pouces	3 Pouces	4 Pouces	5 Pouces	6 Pouces	7 Pouces	8 Pouces	9 Pouces	10 Pouces	11 Pouces
	MÈTRES											
50	15.240	15.265	15.290	15.316	15.341	15.367	15.392	15.417	15.443	15.468	15.494	15.519
51	15.544	15.570	15.595	15.621	15.646	15.671	15.697	15.722	15.748	15.773	15.798	15.824
52	15.849	15.875	15.900	15.925	15.951	15.976	16.002	16.027	16.053	16.078	16.103	16.129
53	16.154	16.179	16.205	16.230	16.256	16.281	16.306	16.332	16.357	16.383	16.408	16.433
54	16.459	16.484	16.510	16.535	16.560	16.586	16.611	16.637	16.662	16.687	16.713	16.738
55	16.764	16.789	16.814	16.840	16.865	16.891	16.916	16.941	16.967	16.992	17.018	17.043
56	17.068	17.094	17.119	17.145	17.170	17.195	17.221	17.246	17.272	17.297	17.322	17.348
57	17.373	17.399	17.424	17.449	17.475	17.500	17.526	17.551	17.576	17.602	17.627	17.653
58	17.678	17.703	17.729	17.754	17.780	17.805	17.830	17.856	17.881	17.907	17.932	17.957
59	17.983	18.008	18.034	18.059	18.084	18.110	18.135	18.161	18.186	18.211	18.237	18.262
60	18.288	18.313	18.338	18.364	18.389	18.415	18.440	18.465	18.491	18.516	18.542	18.567
61	18.592	18.618	18.643	18.669	18.694	18.719	18.745	18.770	18.796	18.821	18.846	18.872
62	18.897	18.923	18.948	18.973	18.999	19.024	19.050	19.075	19.100	19.126	19.151	19.177
63	19.202	19.227	19.253	19.278	19.304	19.329	19.354	19.380	19.405	19.431	19.456	19.481
64	19.507	19.532	19.558	19.583	19.608	19.634	19.659	19.685	19.710	19.735	19.761	19.786
65	19.812	19.837	19.862	19.888	19.913	19.939	19.964	19.989	20.015	20.040	20.066	20.091
66	20.116	20.142	20.167	20.193	20.218	20.243	20.269	20.294	20.320	20.345	20.370	20.396
67	20.421	20.447	20.472	20.497	20.523	20.548	20 574	20.599	20.624	20.650	20.675	20.701
68	20.726	20.751	20.777	20.802	20.828	20.853	20.878	20.904	20.929	20.955	20.980	21.005
69	21.031	21.056	21.082	21.107	21.132	21.158	21.183	21.209	21.234	21.259	21.285	21.310
70	21.336	21.361	21.386	21.412	21.437	21.463	21.488	21.513	21.539	21.564	21.590	21.615
71	21.640	21.666	21.691	21.717	21.742	21.767	21.793	21.818	21.844	21.869	21.894	21.920
72	21.945	21.971	21.996	22.021	22.047	22.072	22.098	22.123	22.148	22.174	22.199	22.225
73	22.250	22.275	22.301	22.326	22.352	22.377	22.402	22.428	22.453	22.479	22.504	22.529
74	22.555	22.580	22.606	22.631	22.656	22.682	22.707	22.733	22.758	22.783	22.809	22.834
75	22.860	22.885	22.910	22.936	22.961	22.987	23.012	23.037	23.063	23.088	23.114	23.139
76	23.164	23.190	23.215	23.241	23.266	23.291	23.317	23.342	23.368	23.393	23.418	23.444
77	23.469	23.495	23.520	23.545	23.571	23.596	23.622	23.647	23.672	23.698	23.723	23.749
78	23.774	23.799	23.825	23.850	23.876	23.901	23.926	23.952	23.977	24.003	24.028	24.053
79	24.079	24.104	24.130	24.155	24.180	24.206	24.231	24.257	24.282	24.307	24.333	24.358
80	24.384	24.409	24.434	24.460	24.485	24.510	24.536	24.561	24.587	24.612	24.637	24.663
81	24.688	24.714	24.739	24.764	24.790	24.815	24.841	24.866	24.891	24.917	24.942	24.968
82	24.993	25.018	25.044	25.069	25.095	25.120	25.145	25.171	25.196	25.222	25.247	25.272
83	25.298	25.323	25.349	25.374	25.399	25.425	25.450	25.476	25.501	25.526	25.552	25.577
84	25.603	25.628	25.654	25.679	25.704	25.730	25.755	25.780	25.806	25.831	25.857	25.882
85	25.907	25.933	25.958	25.984	26.009	26.034	26.060	26.085	26.111	26.136	26.161	26.187
86	26.212	26.238	26.263	26.288	26.314	26.339	26.365	26.390	26.415	26.441	26.466	26.492
87	26.517	26.542	26.568	26.593	26.619	26.644	26.669	26·695	26.720	26.746	26.771	26.796
88	26.822	26.847	26.873	26.898	26.923	26.949	26.974	27.000	27.025	27.050	27.076	27.101
89	27.127	27.152	27.177	27.203	27.228	27.254	27.279	27.304	27.330	27.355	27.381	27.406
90	27.431	27.457	27.482	27.508	27.533	27.558	27.584	27.609	27.635	27.660	27.685	27.711
91	27.736	27.762	27.787	27.812	27.838	27.863	27.889	27.914	27.939	27.965	27.990	28.016
92	28.041	28.066	28.092	28.117	28.143	28.168	28.193	28.219	28.244	28.270	28.295	28.320
93	28.346	28.371	28.397	28.422	28.447	28.473	28.498	28.524	28.549	28.574	28.600	28.625
94	28.651	28.676	28.701	28.727	28.752	28.778	28.803	28.828	28.854	28.879	28.905	28.930
95	28.955	28.981	29.006	29.032	29.057	29.082	29.108	29.133	29.159	29.184	29.209	29.235
96	29.260	29.286	29.311	29.336	29.362	29.387	29.413	29.438	29.463	29.489	29.514	29.540
97	29.565	29.590	29.616	29.641	29.667	29.692	29.717	29.743	29.768	29.794	29.819	29.844
98	29.870	29.895	29.921	29.946	29.971	29.997	30.022	30.048	30.073	30.098	30.124	30.149
99	30.175	30.200	30.225	30.251	30.276	30.302	30.327	30.352	30.378	30.403	30.429	30.454

PIEDS	MÈTRES	PIEDS	MÈTRES	PIEDS	MÈTRES	PIEDS	MÈTRES
101	30.784	151	46.024	201	61.264	251	76.503
102	31.089	152	46.329	202	61.568	252	76.808
103	31.394	153	46.634	203	61.873	253	77.113
104	31.699	154	46.938	204	62.178	254	77.418
105	32.003	155	47.243	205	62.483	255	77.723
106	32.308	156	47.548	206	52.788	256	78.027
107	32.613	157	47.853	207	63.092	257	78.332
108	32.918	158	48.157	208	63.397	258	78.637
109	33.223	159	48.462	209	63.702	259	78.942
110	33.527	160	48.767	210	64.007	260	79.247
111	33.832	161	49.172	211	64.312	261	79.551
112	34.137	162	49.377	212	64.616	262	79.856
113	34.442	163	49.681	213	64.921	263	80.161
114	34.747	164	49.986	214	65.226	264	80.466
115	35.051	165	50.291	215	65.531	265	80.770
116	35.356	166	50.596	216	65.836	266	81.075
117	35.661	167	50.901	217	66.140	267	81.380
118	35.966	168	51.205	218	66.445	268	81.685
119	36.271	169	51.510	219	66.750	269	81.990
120	36.575	170	51.815	220	67.055	270	82.294
121	36.880	171	52.120	221	67.360	271	82.599
122	37.185	172	52.425	222	67.664	272	82.904
123	37.490	173	52.729	223	67.969	273	83.209
124	37.794	174	53.034	224	68.274	274	83.514
125	38.099	175	53.339	225	68.579	275	83.818
126	38.404	176	53.644	226	68.883	276	84.123
127	38.709	177	53.949	227	69.188	277	84.428
128	39.014	178	54.253	228	69.493	278	84.733
129	39.318	179	54.558	229	69.798	279	85.038
130	39.623	180	54.863	230	70.103	280	85.342
131	39.928	181	55.168	231	70.407	281	85.647
132	40.233	182	55.473	232	70.712	282	85.952
133	40.538	183	55.777	233	71.017	233	86.257
134	40.842	184	56.082	234	71.322	284	86.562
135	41.147	185	56.387	235	71.627	285	86.866
136	41.452	186	56.692	236	71.931	286	87.171
137	41.727	187	56.997	237	72.236	287	87.476
138	42.062	188	57.301	238	72.541	288	87.781
139	42.366	189	57.606	239	72.846	289	88.086
140	42.671	190	57.911	240	73.151	290	88.390
141	42.976	191	58.216	241	73.455	300	91.438
142	43.281	192	58.520	242	73.760	350	106.678
143	43.586	193	58.825	243	74.065	400	121.918
144	43.890	194	59.130	244	74.370	450	137.157
145	44.195	195	59.435	245	74.675	500	152.397
146	44.500	196	59.740	246	74.979	600	182.877
147	44.805	197	60.044	247	75.284	700	213.356
148	45.110	198	60.349	248	75.589	800	243.836
149	45.414	199	60.554	249	75.894	900	274.315
150	45.719	200	60.959	250	76.199	1000	304.794

LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES
1	0.454	51	23.133	101	45.813	151	68.492
2	0.907	52	23.587	102	46.266	152	68.946
3	1.361	53	24.040	103	46.720	153	69.400
4	1.814	54	24.494	104	47.174	154	69.853
5	2.268	55	24.948	105	47.627	155	70.307
6	2.722	56	25.401	106	48.081	156	70.760
7	3.175	57	25.855	107	48.534	157	71.214
8	3.629	58	26.308	108	48.988	158	71.668
9	4.082	59	26.762	109	49.442	159	72.121
10	4.536	60	27.216	110	49.895	160	72.575
11	4.989	61	27.669	111	50.349	161	73.028
12	5.443	62	28.123	112	50.802	162	73.482
13	5.897	63	28.576	113	51.256	163	73.936
14	6.350	64	29.030	114	51.710	164	74.389
15	6.804	65	29.483	115	52.163	165	74.843
16	7.257	66	29.937	116	52.617	166	75.296
17	7.711	67	30.391	117	53.070	167	75.750
18	8.165	68	30.844	118	53.524	168	76.204
19	8.618	69	31.298	119	53.977	169	76.657
20	9.072	70	31.751	120	54.431	170	77.111
21	9.525	71	32.205	121	54.885	171	77.564
22	9.979	72	32.659	122	55.338	172	78.018
23	10.433	73	33.112	123	55.792	173	78.471
24	10.886	74	33.566	124	56.245	174	78.925
25	11.340	75	34.019	125	56.699	175	79.379
26	11.793	76	34.473	126	57.153	176	79.832
27	12.247	77	34.927	127	57.606	177	80.286
28	12.701	78	35.380	128	58.060	178	80.739
29	13.154	79	35.834	129	58.513	179	81.193
30	13.608	80	36.287	130	58.967	180	81.647
31	14.061	81	36.741	131	59.421	181	82.100
32	14.515	82	37.195	132	59.874	182	82.554
33	14.969	83	37.648	133	60.328	183	83.007
34	15.422	84	38.102	134	60.781	184	83.461
35	15.876	85	38.555	135	61.235	185	83.915
36	16.329	86	39.009	136	61.689	186	84.368
37	16.783	87	39.463	137	62.142	187	84.822
38	17.236	88	39.916	138	62.596	188	85.275
39	17.690	89	40.370	139	63.049	189	85.729
40	18.144	90	40.823	140	63.503	190	86.183
41	18.597	91	41.277	141	63.957	191	86.636
42	19.051	92	41.730	142	64.410	192	87.090
43	19.504	93	42.184	143	64.864	193	87.543
44	19.958	94	42.638	144	65.317	194	87.997
45	20.412	95	43.091	145	65.771	195	88.451
46	20.865	96	43.545	146	66.224	196	88.904
47	21.319	97	43.998	147	66.678	197	89.358
48	21.772	98	44.452	148	67.132	198	89.811
49	22.226	99	44.906	149	67.585	199	90.265
50	22.680	100	45.359	150	68.039	200	90.718

LIVRES EN KILOGRAMMES

LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES
201	91.172	251	113.852	301	136.531	351	159.211
202	91.626	252	114.305	302	136.985	352	159.665
203	92.079	253	114.759	303	137.439	353	160.118
204	92.533	254	115.212	304	137.892	354	160.572
205	92.986	255	115.666	305	138.346	355	161.025
206	93.440	256	116.120	306	138.799	356	161.479
207	93.894	257	116.573	307	139.253	357	161.933
208	94.347	258	117.027	308	139.706	358	162.386
209	94.801	259	117.480	309	140.160	359	162.840
210	95.254	260	117.934	310	140.614	360	163.293
211	95.708	261	118.388	311	141.067	361	163.747
212	96.162	262	118.841	312	141.521	362	164.200
213	96.615	263	119.295	313	141.974	363	164.654
214	97.069	264	119.748	314	142.428	364	165.108
215	97.522	265	120.202	315	142.882	365	165.561
216	97.976	266	120.656	316	143.335	366	166.015
217	98.430	267	121.109	317	143.789	367	166.468
218	98.883	268	121.563	318	144.242	368	166.922
219	99.337	269	122.016	319	144.696	369	167.376
220	99.790	270	122.470	320	145.150	370	167.829
221	100.244	271	122.924	321	145.603	371	168.283
222	100.698	272	123.377	322	146.057	372	168.736
223	101.151	273	123.831	323	146.510	373	169.190
224	101.605	274	124.284	324	146.964	374	169.644
225	102.058	275	124.738	325	147.418	375	170.097
226	102.512	276	125.192	326	147.871	376	170.551
227	102.965	277	125.645	327	148.325	377	171.004
228	103.419	278	126.099	328	148.778	378	171.458
229	103.873	279	126.552	329	149.232	379	171.912
230	104.326	280	127.006	330	149.686	380	172.365
231	104.780	281	127.459	331	150.139	381	172.819
232	105.233	282	127.913	332	150.593	382	173.272
233	105.687	283	128.367	333	151.046	383	173.726
234	106.141	284	128.820	334	151.500	384	174.180
235	106.594	285	129.274	335	151.953	385	174.633
236	107.048	286	129.727	336	152.407	386	175.087
237	107.501	287	130.181	337	152.861	387	175.540
238	107.955	288	130.635	338	153.314	388	175.994
239	108.409	289	131.088	339	153.768	389	176.447
240	108.862	290	131.542	340	154.221	390	176.901
241	109.316	291	131.995	341	154.675	391	177.355
242	109.769	292	132.449	342	155.129	392	177.808
243	110.223	293	132.903	343	155.582	393	178.262
244	110.677	294	133.356	344	156.036	394	178.715
245	111.130	295	133.810	345	156.489	395	179.169
246	111.584	296	134.263	346	156.943	396	179.623
247	112.037	297	134.717	347	157.397	397	180.076
248	112.491	298	135.171	348	157.850	398	180.530
249	112.945	299	135.624	349	158.304	399	180.983
250	113.398	300	136.078	350	158.757	400	181.437

LIVRES EN KILOGRAMMES

LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES
401	181.891	451	204.570	501	227.250	551	249.930
402	182.344	452	205.124	502	227.703	552	250.383
403	182.798	453	205.477	503	228.157	553	250.837
404	183.251	454	205.931	504	228.611	554	251.290
405	183.705	455	206.385	505	229.064	555	251.744
406	184.159	456	206.838	506	229.518	556	252.197
407	184.612	457	207.292	507	229.971	557	252.651
408	185.066	458	207.745	508	230.425	558	253.105
409	185.519	459	208.199	509	230.879	559	253.558
410	185.973	460	208.653	510	231.332	560	254.012
411	186.427	461	209.106	511	231.786	561	254.465
412	186.880	462	209.560	512	232.239	562	254.919
413	187.334	463	210.013	513	232.693	563	255.373
414	187.787	464	210.467	514	233.147	564	255.826
415	188.241	465	210.921	515	233.600	565	256.280
416	188.694	466	211.374	516	234.054	566	256.733
417	189.148	467	211.828	517	234.507	567	257.187
418	189.602	468	212.281	518	234.961	568	257.641
419	190.055	469	212.735	519	235.415	569	258.094
420	190.509	470	213.188	520	235.868	570	258.548
421	190.962	471	213.642	521	236.322	571	259.001
422	191.416	472	214.096	522	236.775	572	259.455
423	191.870	473	214.549	523	237.229	573	259.909
424	192.323	474	215.003	524	237.682	574	260.362
425	192.777	475	215.456	525	238.136	575	260.816
426	193.230	476	215.910	526	238.590	576	261.269
427	193.684	477	216.364	527	239.043	577	261.723
428	194.138	478	216.817	528	239.497	578	262.176
429	194.591	479	217.271	529	239.950	579	262.629
430	195.045	480	217.724	530	240.404	580	263.084
431	195.498	481	218.178	531	240.858	581	263.537
432	195.952	482	218.632	532	241.311	582	263.991
433	196.406	483	219.085	533	241.765	583	264.444
434	196.859	484	219.539	534	242.218	584	264.898
435	197.313	485	219.992	535	242.672	585	265.352
436	197.766	486	220.446	536	243.126	586	265.805
437	198.220	487	220.900	537	243.579	587	266.259
438	198.674	488	221.353	538	244.033	588	266.712
439	199.127	489	221.807	539	244.486	589	267.166
440	199.581	490	222.260	540	244.940	590	267.620
441	200.034	491	222.714	541	245.394	591	268.073
442	200.488	492	223.168	542	245.847	592	268.527
443	200.941	493	223.621	543	246.301	593	268.980
444	201.395	494	224 075	544	246.754	594	269.434
445	201.849	495	224.528	545	247.208	595	269.888
446	202.302	496	224.982	546	247.662	596	270.341
447	202.756	497	225.435	547	248.115	597	270.795
448	203.209	498	225.889	548	248.569	598	271.248
449	203.663	499	226.343	549	249.022	599	271.702
450	204.117	500	226.796	550	249.476	600	272.156

LIVRES EN KILOGRAMMES

LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES
601	272.609	651	295.289	701	317.968	751	340.648
602	273.063	652	295.742	702	318.422	752	341.102
603	273.516	653	296.197	703	318.876	753	341.555
604	273.970	654	296.651	704	319.329	754	342.009
605	274.423	655	297.104	705	319.783	755	342.462
606	274.877	656	297.558	706	320.236	756	342.916
607	275.331	657	298.011	707	320.690	757	343.370
608	275.784	658	298.465	708	321.144	758	343.823
609	276.238	659	298.918	709	321.597	759	344.277
610	276.691	660	299.371	710	322.051	760	344.730
611	277.145	661	299.825	711	322.504	761	345.184
612	277.559	662	300.278	712	322.958	762	345.638
613	278.052	663	300.732	713	323.412	763	346.091
614	278.506	664	301.185	714	323.865	764	346.545
615	278.959	665	301.639	715	324.319	765	346.998
616	279.413	666	302.093	716	324.772	766	347.452
617	279.867	667	302.546	717	325.226	767	347.906
618	280.320	668	303.000	718	325.679	768	348.359
619	280.774	669	303.453	719	326.133	769	348.813
620	281.227	670	303.907	720	326.587	770	349.266
621	281.681	671	304.361	721	327.040	771	349.720
622	282.135	672	304.814	722	327.494	772	350.173
623	282.588	673	305.268	723	327.947	773	350.627
624	283.042	674	305.721	724	328.401	774	351.081
625	283.495	675	306.175	725	328.855	775	351.534
626	283.949	676	306.629	726	329.308	776	351.988
627	284.403	677	307.082	727	329.762	777	352.441
628	284.856	678	307.536	728	330.215	778	352.855
629	285.310	679	307.989	729	330.669	779	353.349
630	285.763	680	308.443	730	331.123	780	353.802
631	286.217	681	308.897	731	331.576	781	354.257
632	286.670	682	309.350	732	332.030	782	354.709
633	287.124	683	309.804	733	332.483	783	355.163
634	287.578	684	310.257	734	332.937	784	355.617
635	288.031	685	310.711	735	333.391	785	356.070
636	288.485	686	311.165	736	333.844	786	356.524
637	288.938	687	311.618	737	334.298	787	356.977
638	289.392	688	312.072	738	334.751	788	327.431
639	289.841	689	312.525	739	335.205	789	357.885
640	290.299	690	312.979	740	335.658	790	358.338
641	290.753	691	313.432	741	336.112	791	358.792
642	291.206	692	313.886	742	336.566	792	359.245
643	291.660	693	314.340	743	337.019	793	359.709
644	292.114	694	314.793	744	337.473	794	360.152
645	292.567	695	315.247	745	337.926	795	360.606
646	293.021	696	315.700	746	338.380	796	361.070
647	293.474	697	316.154	747	338.834	797	361.513
648	293.928	698	316.608	748	339.287	798	361.967
649	294.382	699	317.061	149	339.741	799	362.420
650	294.835	700	317.515	750	340.194	800	362.874

LIVRES EN KILOGRAMMES

LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES	LIVRES	KILOGRAMMES
801	363.328	851	386.007	901	408.687	951	431.367
802	363.781	852	386.461	902	409.141	952	431.820
803	364.235	853	386.914	903	409.594	953	432.274
804	364.688	854	387.368	904	410.048	954	432.727
805	365.142	855	387.822	905	410.501	955	433.181
806	365.596	856	388.275	906	410.955	956	433.635
807	366.049	857	388.729	907	411.408	957	434.088
808	366.503	858	389.182	908	411.862	958	434.542
809	366.956	859	389.636	909	412.316	959	434.995
810	367.410	860	390.090	910	412.769	960	435.449
811	367.864	861	390.543	911	413.223	961	435.902
812	368.317	862	390.997	912	413.676	962	436.356
813	368.771	863	391.450	913	414.130	963	436.810
814	369.224	864	391.904	914	414.584	964	437.263
815	369.678	865	392.358	915	415.037	965	437.717
816	370.132	866	392.811	916	415.481	966	438.170
817	370.585	867	393.265	917	415.944	967	438.624
818	371.039	868	393.718	918	416.398	968	439.078
819	371.492	869	394.172	919	416.852	969	439.531
820	371.946	870	394.626	920	417.305	970	439.985
821	372.400	871	395.079	921	417.759	971	440.438
822	372.853	872	395.533	922	418.212	972	440.892
823	373.307	873	395.986	923	418.666	973	441.346
824	373.760	874	396.440	924	419.120	974	441.799
825	374.214	875	396.894	925	419.573	975	442.253
826	374.667	876	397.347	926	420.027	976	442.706
827	375.121	877	397.801	927	420.480	977	443.160
828	375.575	878	398.254	928	420.934	978	443.614
829	376.028	879	398.708	929	421.388	979	444.067
830	376.482	880	399.161	930	421.841	980	444.521
831	376.935	881	399.615	931	422.295	981	444.974
832	377.389	882	400.069	932	422.748	982	445.428
833	377.843	883	400.522	933	423.202	983	445.882
834	378.296	884	400.976	934	423.655	984	446.335
835	378.750	885	401.429	935	424.109	985	446.789
836	379.203	886	401.883	936	424.563	986	447.242
837	379.657	887	402.337	937	425.016	987	447.696
838	380.111	888	402.790	938	425.470	988	448.149
839	380.564	889	403.244	939	425.923	989	448.603
840	381.018	890	403.697	940	426.377	990	449.057
841	381.471	891	404.151	941	426.831	991	449.510
842	381.925	892	404.605	942	427.284	992	449.964
843	382.379	893	405.058	943	427.738	993	450.417
844	382.832	894	405.512	944	428.191	994	450.871
845	383.286	895	405.965	945	428.645	995	451.325
846	383.739	896	406.419	946	429.099	996	451.778
847	384.193	897	406.873	947	429.552	997	452.232
848	384.647	898	407.326	948	430.006	998	451.685
849	385.100	899	407.780	949	430.459	999	453.139
850	385.554	900	408.233	950	430.913	1000	453.593

LIVRES PAR POUCE CARRÉ EN KILOGRAMMES PAR CENTIMÈTRE CARRÉ

LIVRES par pouce carré	KILOGRAMMES par centimètre carré	LIVRES par pouce carré	KILOGRAMMES par centimètre carré	LIVRES par pouce carré	KILOGRAMMES par centimètre carré	LIVRES par pouce carré	KILOGRAMMES par centimètre carré
1	0.070	51	3.586	101	7.101	151	10.617
2	0.141	52	3.656	102	7.172	152	10.687
3	0.211	53	3.726	103	7.242	153	10.757
4	0.281	54	3.797	104	7.312	154	10.828
5	0.351	55	3.867	105	7.382	155	10.898
6	0.422	56	3.937	106	7.453	156	10.968
7	0.492	57	4.008	107	7.523	157	11.039
8	0.562	58	4.078	108	7.593	158	11.109
9	0.633	59	4.148	109	7.664	159	11.179
10	0.703	60	4.219	110	7.734	160	11.249
11	0.773	61	4.289	111	7.804	161	11.320
12	0.844	62	4.359	112	7.875	162	11.390
13	0.914	63	4.429	113	7.945	163	11.460
14	0.984	64	4.500	114	8.015	164	11.531
15	1.055	65	4.570	115	8.086	165	11.601
16	1.125	66	4.640	116	8.156	166	11.671
17	1.195	67	4.711	117	8.227	167	11.742
18	1.266	68	4.781	118	8.296	168	11.812
19	1.336	69	4.851	119	8.367	169	11.882
20	1.406	70	4.922	120	8.437	170	11.953
21	1.476	71	4.992	121	8.507	171	12.023
22	1.547	72	5.062	122	8.578	172	12.093
23	1.617	73	5.133	123	8.648	173	12.163
24	1.687	74	5.203	124	8.718	174	12.234
25	1.758	75	5.273	125	8.789	175	12.304
26	1.828	76	5.343	126	8.859	176	12.374
27	1.898	77	5.414	127	8.929	177	12.445
28	1.969	78	5.484	128	9.000	178	12.515
29	2.039	79	5.554	129	9.070	179	12.585
30	2.109	80	5.625	130	9.140	180	12.656
31	2.180	81	5.695	131	9.210	181	12.726
32	2.250	82	5.765	132	9.281	182	12.796
33	2.320	83	5.836	133	9.351	183	12.867
34	2.390	84	5.906	134	9.421	184	12.937
35	2.461	85	5.976	135	9.492	185	13.007
36	2.531	86	6.047	136	9.562	186	13.078
37	2.601	87	6.117	137	9.632	187	13.148
38	2.672	88	6.187	138	9.703	188	13.218
39	2.742	89	6.257	139	9.773	189	13.288
40	2.812	90	6.328	140	9.843	190	13.359
41	2.883	91	6.398	141	9.914	191	13.429
42	2.953	92	6.468	142	9.984	192	13.499
43	3.023	93	6.539	143	10.054	193	13.570
44	3.094	94	6.609	144	10.125	194	13.640
45	3.164	95	6.679	145	10.195	195	13.710
46	3.234	96	6.750	146	10.265	196	13.781
47	3.304	97	6.820	147	10.335	197	13.851
48	3.375	98	6.890	148	10.406	198	13.921
49	3.445	99	6.961	149	10.476	199	13.992
50	3.515	100	7.031	150	10.546	200	14.062

TABLE DES MATIÈRES.

PRÉFACE V

Les ponts en fer en Europe 1

Les ponts en Amérique 4

Effets de la rouille 8

PREMIÈRE PARTIE

THÉORIE

Définitions 9

Types des ponts les plus en usage dans l'Amérique du Nord 10

Types conseillés par les diverses compagnies de constructions de ponts, selon les différentes portées 16

Appuis des poutres sur les culées ou sur les piles 20

Rapport entre la hauteur et la longueur des travées américaines 23

Longueur des travées 27

Système triangulaire ou poutre Warren. Système triangulaire isocèle.

— Poutre triangulaire chargée à la partie supérieure en un seul point 29

— Poutre triangulaire d'un nombre pair de mailles à la corde inférieure, uniformément chargée à la partie supérieure 31

— Conséquences 33

— Formule générale indiquant la force que donne sur les côtés des triangles un poids uniformément réparti en comptant les mailles à partir d'une des extrémités de la poutre chargée supérieurement 34

— Poutre triangulaire d'un nombre impair de mailles à la corde inférieure, uniformément chargée à la partie supérieure 38

— Forces agissant sur les bras d'une poutre triangulaire chargée supérieurement, dans le cas de deux poids uniformément répartis, l'un sur toute la longueur de la travée, l'autre sur une de ses parties seulement 39

— Forces agissant sur les cordes d'une poutre triangulaire dans le cas de deux poids uniformément répartis, l'un sur toute la longueur de la travée, et l'autre seulement sur une de ses parties.......... 41
— Poutres triangulaires chargées uniformément aux nœuds de la corde inférieure. 42
— Formule donnant la force sur les côtés des triangles pour une poutre triangulaire chargée uniformément à sa partie inférieure, sur toute sa longueur, les poids étant concentrés aux nœuds de la corde inférieure.......... 42
— Forces agissant sur les bras d'une poutre triangulaire chargée inférieurement, dans le cas de deux poids uniformément répartis sur toute la longueur de la travée. 43
— Maximum de force produit sur les bras d'une poutre triangulaire à la nᵉ maille pour un poids uniforme placé aux nœuds de la corde inférieure jusqu'à la nᵉ maille.......... 44
— Maximum de force produit sur les bras d'une poutre triangulaire chargée sur toute sa longueur et par un poids uniformément réparti de l'extrémité la plus lointaine jusqu'à la nᵉ maille.......... 44
— Force sur les cordes pour un poids uniformément réparti, appliqué aux nœuds de la corde inférieure d'une poutre triangulaire.......... 45
— Force sur les cordes à la nᵉ maille pour un poids uniformément réparti sur toute la longueur de la poutre et un poids uniformément réparti jusqu'à la nᵉ maille.......... 46

Système triangulaire rectangulaire.......... 47
— Dans les poutres à montants verticaux, l'effort sur les diagonales est toujours le même, que le poids soit appliqué sur la corde supérieure ou sur la corde inférieure, ou encore sur les deux en même temps.......... 50
— Force sur les contre-bras et sur les contre-tiges.......... 51
— Effort sur une diagonale quelconque, quand la travée est uniformément chargée sur toute sa longueur par des poids également répartis à l'extrémité de chaque maille et seulement sur une partie de la nᵉ maille.......... 56
— Etant donnés un poids vif uniformément réparti sur une certaine portion d'une travée et un poids mort uniformément réparti sur toute cette travée, trouver le maximum de force qui se développera sur la nᵉ diagonale à partir d'une culée, et la longueur correspondante du poids vif déterminant ce maximum.. 57

Cas de systèmes composés.......... 59

Calcul des mêmes poutres par une méthode plus simple. Examens successifs de ces différentes poutres.
— Travée simple reposant sur deux appuis à ses extrémités et chargée seulement au centre.......... 60
— Travée simple reposant librement sur deux appuis à ses extrémités et chargée en un point situé entre le milieu et la culée.......... 63
— Travée uniformément chargée sur toute sa longueur.......... 65
— Travée chargée à partir d'une culée et seulement sur une partie de sa longueur. 70
— Poutre chargée uniformément sur toute sa longueur et assujettie à une charge roulante uniforme.......... 76
— Simple travée (système Howe) avec les bras inclinés travaillant à la compression et les tiges verticales à la tension, et soumise à l'action d'un poids mort et à

celle d'un poids vif uniformément distribué 85
— Travée simple avec les pièces verticales en compression et les pièces diagonales ou tiges en tension (système Murphy-Whipple) assujettie à l'action d'un poids mort et à celle d'un poids vif uniformément distribués 88
— Travée double (système Linville) avec un nombre pair de mailles 90
— Travée double (système Linville) avec un nombre impair de mailles 98
— Exemples et applications des formules précédentes 107

Travées dont les montants et les tiges sont également inclinés (système Warren triangulaire) et qui supportent un poids vif et un poids mort.
— Travée simple 112
— Travée double contenant un nombre pair de mailles 116
— Travée double contenant un nombre impair de mailles 120
— Travée quadruple contenant un nombre pair de mailles 122

Travées dont les cordes sont horizontales et les bras inclinés, dont les tiges ont une inclinaison différente de celle des bras, et qui supportent un poids mort également réparti et un poids roulant.
— Travée double (système Post) dont la corde supérieure est divisée en un nombre pair de mailles 128

Théorie des poutres, système Fink 142
Théorie des poutres, système Bollmann 145
Théorie des poutres à arc Bowstring 149
— Cas d'un contour polygonal inscrit dans un arc de parabole 149
— Cas d'un poids uniformément réparti sur une partie seulement de la portée 153
— Combinaison du système triangulaire et de l'arc parabolique 155
— Cas de deux cordes courbes 158

Effets du poids roulant sur un pont en fer, détermination de ce poids 160
Détermination pratique des proportions des têtes de barres à œils et des chevilles .. 175
Formes les plus usitées pour les pièces qui travaillent à la compression 180
Formules de résistance de Hodgkinson et de Gordon pour les pièces en compression. 187
— Formules donnant le volume et le poids d'une tige en fer forgée soumise à un effort de tension 190
— Formule pour déterminer le volume d'une pièce de fonte soumise à un effort de compression 190

Calculs relatifs à la détermination du minimum de métal dans un pont.
— Angle économique pour une paire de tiges 192
— Angle économique pour une série de tiges 194
— Angle économique pour une paire de bras 196
— Détermination trigonométrique 199
— Angle économique pour une série de bras 201
— Détermination trigonométrique 203

SECONDE PARTIE.

EXEMPLES DE PONTS.

Petit pont en bois sur la ligne de Philadelphie et Reading..................... 1
Poutres en bois Howe de la Compagnie américaine de ponts à Chicago.......... 2
Pont sur l'Hudson du chemin de fer de Puver.................................. 4
Pont mixte, bois et fer, construit par la Compagnie américaine de Chicago...... 5
Pont en bois et fer, système Post.. 6
Pont mixte en bois et fer sur le Missouri..................................... 7
Type de pont, tiré de l'album de l'ingénieur Bender........................... 8
Pont sur la vallée de Lansdowne, parc de Fairmount à Philadelphie............ 9
Poutres en bois Murphy-Whipple ou Pratt, construites par Kellogg et Maurice.... 11
Pont en bois et fer de Dauville... 13
Pont, bois et fer, de Grafton... 17
Type de pont du système Fink, de la Compagnie de Baltimore................. 19
Pont triangulaire de la Compagnie de Baltimore............................... 21
Modèle de pont routier.. 23
Pont en fer à double voie et à deux travées sur la rivière Hoosic.............. 25
Pont en fer sur le fleuve Weber... 28
Pont sur la rivière Hackensack.. 30
Pont sur l'avenue Girard à Philadelphie....................................... 35
Pont de chemin de fer de la Compagnie des ponts de la Delaware.............. 44
Pont à double voie de Lackawaxen sur le chemin de fer de l'Erié.............. 46
Le pont à treillis de Canestota.. 48
Pont en fer de Poughkeepsie... 58
Pont sur la rivière Ohio de la Compagnie des chemins de fer de Cincinnati Southern... 60
Pont international sur le Niagara, entre les Etats-Unis et le Canada............ 64
Pont suspendu rigide, à Pittsburg.. 76
Viaduc de Portage sur la rivière Genésée (Etats-Unis)......................... 78
Pont à Bowstring de Lansdowne, dans le parc de l'Exposition à Philadelphie.... 88
Pont routier à Bowstring sur le canal de l'Erié à Buffalo....................... 91
Pont à Bowstring sur le canal de l'Erié à Albany............................. 93
Pont de Quincy, sur le Missisipí (Illinois)..................................... 95
Nouvelle fermeture de pont tournant par MM. Clarke, Reeves et Cᵒ............. 98

Viaduc de Cumberland 102
Viaduc de la Compagnie des ponts de Détroit 104
Dale Creek viaduc de la Compagnie du chemin de fer du Pacifique 106
Travée tournante à Atchison Kas (Missouri) 108
Type général des ponts tournants de la Compagnie des ponts de Keystone 110
Pont de chemin de fer sur le lac Ontario 112
Pont routier sur l'Hudson entre Troy et West-Troy 113
Pont de la rivière de l'Est à New-York (East River Bridge) 120
Projets d'un pont sur l'East River en amont du pont en cours de construction entre Brooklyn et New-York 181
Le pont Royal-Albert sur le Saint-Laurent à Montréal (Projet) 215
Le chemin de fer aérien de New-York (Elevated Railroad) 219
Pont de Saint-Joseph 223
Pont de Plainfield 224
Pont routier 225
Travée principale du pont de Cincinnati 226

APPENDICE.

Pieds et pouces en mètres 230
Livres en kilogrammes 232
Livres par pouce carré en kilogrammes par centimètre carré 237



Chartres. — Imprimerie Durand frères.

ERRATA.

PREMIÈRE PARTIE.

Page VII, ligne 21, *au lieu de :* struction; *lisez :* construction.

Page 6, ligne 19, *au lieu de :* ,; *lisez :* ; .

Page 9, ligne 21, *au lieu de :* contre-bras ; *lisez :* contre-tiges.

Page 14, ligne 9, *au lieu de :* voie supérieure ; *lisez :* voie à la partie supérieure.

Page 19, ligne 19, *au lieu de :* ouvrage ; *lisez :* usage.

Page 64, ligne 12, *au lieu de :* $\frac{p}{d} = \frac{\frac{n\,m\,p}{d\,l}}{V}$; *lisez :* $\frac{p}{d} = \frac{\frac{w\,m\,p}{d\,l}}{V}$.

Page 64, ligne 22, *au lieu de :* $\frac{d}{b\,c} = \frac{\frac{w\,m}{l}}{F}$; *lisez :* $\frac{d}{b\,e} = \frac{\frac{w\,m}{l}}{F}$.

Page 64, ligne 23, *au lieu de :* $F = \frac{w\,m\,(b\,c)}{d\,l}$; *lisez :* $F = \frac{w\,m\,(b\,e)}{d\,l}$.

Page 69, ligne 9, *au lieu de :* 125 (38,099) ; *lisez :* 12,5 (3^m810).

Page 71, ligne 22, *au lieu de :* $w = \frac{w}{l}\,(l - y)$; *lisez :* $w = \frac{w'}{l}\,(l - y)$.

Page 71, ligne 26, *au lieu de :* $\frac{w\,m}{l} = \frac{w'\,(l - y)^2}{2\,l}$; *lisez :* $\frac{w\,m}{l} = \frac{w'\,(l - y)^2}{2\,l^2}$.

Page 72, ligne 11, *au lieu de :* $H' = \frac{w'\,(l - y)^2\,(x - p)}{2\,d\,l^2} - \frac{w'\,(x\,p\,y)^2}{2\,d\,l}$;

lisez : $H' = \frac{w'\,(l - y)^2\,(x - p)}{2\,d\,l^2} - \frac{w'\,(x - p - y)^2}{2\,d\,l}$.

Page 72, ligne 15, *au lieu de :* $H - H' = \frac{w'\,(l - y)^2\,p}{2\,d\,l^2} - \frac{w'\,p}{d\,l}\left(x - \frac{p}{2}\right) - y$;

lisez : $H - H' = \frac{w'\,(l - y)^2\,p}{2\,d\,l^2} - \frac{w'\,p}{d\,l}\left(x - \frac{p}{2} - y\right)$.

Page 73, ligne 14, *au lieu de :* $\frac{l^2 \times y^2}{2\,l}$; *lisez :* $\frac{l^2 + y^2}{2\,l}$.

Page 73, ligne 15, *au lieu de :* $\frac{w'\,(l-y)}{2\,l^2} = \frac{w'}{l}\,(u-y)$; *lisez :* $\frac{w'\,(l-y)^2}{2\,l^2} = \frac{w'}{l}\,(u-y)$.

Page 76, ligne 24, *au lieu de :* $H = \frac{w'\,x}{2\,d} - \frac{w'\,x^2}{2\,d\,l} - \frac{w'\,y^2}{2\,d\,l}\,l - \frac{x}{l}$;

lisez : $H = \frac{w'\,x}{2\,d} - \frac{w'\,x^2}{2\,d\,l} - \frac{w'\,y^2}{2\,d\,l}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$.

Page 76, ligne 26, *au lieu de :* $\frac{w'\,y^2}{2\,d\,l}\,l - \frac{x}{l}$; *lisez :* $\frac{w'\,y^2}{2\,d\,l}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$.

Page 78, ligne 20, *au lieu de :* $\frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{a\,w\,(l\,u)^2}{2\,l^2} = 0$;

lisez : $\frac{w}{2} - \frac{w\,u}{l} + \frac{a\,w\,(l-u)^2}{2\,l^2} = 0$.

Page 78, ligne 21, *au lieu de :* $w\left(\frac{1}{2} - \frac{u}{l} - \frac{a\,l^2 + 2\,a\,l\,u + a\,u^2}{2\,l^2}\right) = 0$;

lisez : $w\left(\frac{1}{2} - \frac{u}{l} + \frac{a\,l^2 - 2\,a\,l\,u + a\,u^2}{2\,l^2}\right) = 0$.

Page 78, ligne 23, *au lieu de :* $\frac{1}{2} - \frac{u}{l} + \frac{a\,l^2 + 2\,a\,l\,u + a\,u^2}{2\,l^2}$;

lisez : $\frac{1}{2} - \frac{u}{l} + \frac{a\,l^2 - 2\,a\,l\,u + a\,u^2}{2\,l^2}$.

Page 83, ligne 1, *au lieu de:* $= \frac{w'}{2\,l^2}\left(\frac{n^2\,p^2\,l^2 - n^2\,p^2\,l}{(l-p)^2}\right)$; *lisez.* $\frac{w'}{2\,l^2}\left(\frac{n^2\,p^2\,l^2 - n^2\,p^2\,l}{(l-p)^2}\right)$.

Page 85, ligne 14, *au lieu de :* soumis ; *lisez :* soumise.

Page 85, ligne 15, *au lieu de:* distribué ; *lisez :* distribués.

Page 87, ligne 1, *au lieu de :* $V = 75000 - 7{,}500 + 4\,(193{,}75 - u)^2$; *lisez :* $V = 75000 - 750\,u + 4\,(193{,}75 - u)^2$.

Page 92, ligne 26, *au lieu de :* $H = \frac{w}{2\,d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x - \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}$;

lisez : $H = \frac{w}{2\,d}\left(x + \frac{p}{2}\right) - \frac{w}{2\,d\,l}\left(x + \frac{p}{2}\right)^2 + \frac{w\,p^2}{8\,d\,l}$.

Page 95, ligne 5, *au lieu de :* $H = \frac{160 + 80}{2 \times 20}\left(x - \frac{10}{2}\right) - \frac{160 + 80}{2 \times 20 \times 160}\left(x + \frac{10}{2}\right)^2 + \frac{(160 + 80)\ 10^2}{8 \times 20 \times 160}$

lisez : $H = \frac{160 + 80}{2 \times 20}\left(x + \frac{10}{2}\right) - \frac{160 + 80}{2 \times 20 \times 160}\left(x + \frac{10}{2}\right)^2 + \frac{(160 + 80)\ 10^2}{8 \times 20 \times 160}$

Page 99, ligne 11, *au lieu de:* $H\ d = \frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} - \frac{w\,p}{2\,l}\right)x' - \left(\frac{w\,x'^2}{2\,l} - \frac{w\,p}{2\,l}\right)$;

lisez : $H\ d = \frac{1}{2}\left(\frac{w}{2} - \frac{w\,p}{2\,l}\right)x' - \frac{1}{2}\left(\frac{w\,x'^2}{2\,l} - \frac{w\,p}{2\,l}\right)$.

Page 125, ligne 11, *au lieu de:* $H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{2\,p^2\,w}{2\,d\,l}$; *lisez :* $H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{3\,p^2\,w}{2\,d\,l}$.

Page 125, ligne 13, *au lieu de :* $H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} - \frac{p^2\,w}{2\,d\,l}$; *lisez :* $H = \frac{3\,p\,w}{8\,d} + \frac{p^2\,w}{2\,d\,l}$.

Page 133, ligne 15, *au lieu de :* $V = \frac{w'}{4\,l^2}\,(l - u')_2 + \frac{w'}{16} - \frac{3\,p^2\,w'}{16\,l^2} - \frac{w'\,p}{8\,l}$;

lisez : $V = \frac{w'}{4\,l^2}\,(l - u')^2 + \frac{w'}{16} - \frac{3\,p^2\,w'}{16\,l^2} - \frac{w'\,p}{8\,l}$.

DEUXIÈME PARTIE.

Page 4, ligne 1, *au lieu de :* fig. (12); *lisez :* fig. (1 et 2).
Page 6, titre, *au lieu de :* pont Post, fer et bois ; *lisez :* pont fer et bois.
Page 6, ligne 7, *au lieu de :* fig. (3) ; *lisez :* fig. (2).
Page 6, ligne 8, *au lieu de :* fig. (2) ; *lisez :* fig. (3).
Page 8, ligne 1, *au lieu de :* fig. (3, 4, 5, 6) ; *lisez :* fig. (3, 4, 5, 6, 7).
Page 10, ligne 30, *au lieu de :* de ; *lisez :* à.
Page 13, ligne 7, *au lieu de :* travées ; *lisez :* fermes.
Page 15, tableau, *au lieu de :* $190^{k}509$; *lisez :* $19{,}051^{k}$.
Page 15, ligne 12, *au lieu de :* la fibre des bois ; *lisez :* les fibres du bois.
Page 21, ligne 8, *au lieu de :* Phœnix ; *lisez :* Phœnix terminées par.
Page 21, ligne 9, *au lieu de :* rondes ; *lisez :* rondes qui.
Page 36, ligne 13, *au lieu de :* $9^{cmq}290$; *lisez :* $9^{dmq}290$.
Page 69, ligne 12, *au lieu de :* XXX ; *lisez :* XXX bis.
Page 83, ligne 7, *au lieu de :* avec ; *lisez :* pour.
Page 83, ligne 29, *au lieu de :* permanente ; *lisez :* définitive.
Page 83, ligne 33, *au lieu de :* temporaires ; *lisez :* provisoires.
Page 87, ligne 11, *au lieu de :* pris ; *lisez :* provenant.
Page 88, ligne 10, *au lieu de :* rivées ; *lisez :* rivés.
Page 93, ligne 16, *au lieu de :* fig. (1) ; *lisez :* fig. (6).
Page 93, ligne 20, *au lieu de :* les tendre ; *lisez :* pouvoir être tendues.
Page 95, ligne 1, *au lieu de :* rencontre ; *lisez :* rencontra.
Page 97, ligne 9, *au lieu de :* auxquels ; *lisez :* auxquelles.
Page 105, ligne 4, *au lieu de :* colonnes verticales ; *lisez :* colonnes.
Page 106, ligne 6, *au lieu de :* il ; *lisez :* elle.
Page 203, ligne 16, *au lieu de :* extrémités extrêmes ; *lisez :* extrémités.
Page 212, ligne 20, *au lieu de :* de préserver ; *lisez :* d'éviter.
Page 225, ligne 9, *au lieu de :* et qui veulent ; *lisez :* qui veulent.



